

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 du système d'alimentation en eau potable de la commune de Chiffa (w. Blida).

The paper document Shelf mark (الشفرة) : 1-0013-10

APA Citation (توثيق APA):

Laghzal, Abdelhamid (2010). Diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la commune de Chiffa (w. Blida)[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Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...)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، مقالات، دوريات، كتب....) و بثه على الخط.

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

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE L'HYDRAULIQUE
ARBAOUI ABDALLAH

DEPARTEMENT DES SPECIALITES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME
D'INGENIEUR D'ETAT EN HYDRAULIQUE

OPTION : Conception Des Systèmes d'Alimentation En Eau Potable

THEME:

**DIAGNOSTIC DU SYSTEME D'ALIMENTATION
EN EAU POTABLE
DE LA COMMUNE DE CHIFFA (W BLIDA)**

Présenté par :
M^r. LAGHZAL ABDELHAMID

Promoteur:
M^r. RAISSI OMAR

MEMBRES DE JURY :

President: Mr. O.KHODJET-KESBA
Examineurs : M^{me} L.TAFAT
M^r. M.S.BENHAFID
M^{me} K.ZERHOUNI
M^r. A.AYADI
M^r. B.BOUTAHRAOUI

Juillet 2010

Dédicace



Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à :



- Mes très chers parents . 
- Tous mes frères et sœurs et leurs petit enfant. ,fouzi ,khalil ,do3a,mohamed,
Norhiane ,ibrahim ,mouhamed,zouhra.
- Toute ma famille.
- Toute mes cousin et mes ancles .
- Tout ceux qui m'ont aidé de prés ou de loin dans ma formation.
- Tous mes amis de l'école : abdelaziz, houssin, abdelhak, abderahman,
- Tous mes amis de prés ou de loin :mustapha,abderahman, ramdan, abass,
salm, abderazak,belckacem.....

Abdelhamid
juillet 2010



Remerciement

Avant tout, je remercie DIEU qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

Et « quiconque ne remercie pas les gens, ne remercie pas Dieu »

Je remercie fortement mon promoteur : M^r Raïssi omar de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je remercie également Mme Dhina « DHW De BLIDA » Fortement aidé et qui m'a donné la volonté de réaliser ce mémoire à travers tous les services qu'il m'a rendus.

Mes Enseignants de l'ENSH pour leurs contributions à ma formation d'ingénieur d'état en hydraulique.

À celui qui n'a jamais hésité le moindre instant à se tenir à mes côtés afin de me soutenir, m'aider, et m'encourager.

Je tiens à remercier aussi :

✚ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

✚ Le corps d'enseignants et les étudiants de l'ENSH

Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration de mon mémoire.



*Abdelhamid
juillet 2010*



ملخص:

الدراسة التي نقوم بها تهدف إلى تشخيص نظام التزويد بالمياه الصالحة للشرب لمدينة الشفا(سيدي مداني –واد كروش) بمعنى تحديد النقائص الموجودة في الآبار الارتوائية (نقاط الاخذ) نظام الدفع (محطات الدفع وأنابيب الدفع) وكذلك هياكل التخزين(خزانات المياه و قصور المياه) و أيضا مراجعة سعة الشبكة الحالية لإيصال التدفقات التي نحتاجها لأفاق الدراسة (2025) هذه المراجعة سمحت لنا بإعطاء بعض التعديلات والنصائح لتحسين التزويد بالمياه الصالحة للشرب ترميم كل من خزان (الزرايمي) و محطة استعادة (بزار) للمدينة وهي وضع الملحقات وأجهزة القياس: وتغيير بعض الأنابيب و نذكر أيضا طرق التسيير وعمليات المراقبة والتصليح التي تجرى على منشآت الري.

Résume :

Notre étude consiste à établir un diagnostic du système d'alimentation en eau potable de la ville de CHIFFA (sidi Madani –Oued kerrouhe) c'est à dire la détermination des défaillances des forages (points de captage), du système de refoulement (stations de reprise et conduites refoulement) ainsi que les ouvrages de stockage (réservoirs et châteaux d'eau) et la vérification de la capacité du réseau existant de véhiculer les débits nécessaires à l'horizon d'étude (2025). Cette vérification nous permettra de donner un certains nombres de modifications et recommandations pour améliorer l'alimentation en eau potable de la ville telle que : l'installation des accessoires et appareils de mesure, fait l'étanchéité de réservoir (Ezzraimi), et réparation la station de reprise (Bezzar) et le changement de certaines conduites. Nous citons aussi les notions de gestion, d'exploitation et les opérations de contrôle et d'entretien effectuer sur tous les ouvrages hydrauliques.

Summary:

Our study consists in establishing a diagnosis of the feeding system out of drinking water of the town of CHIFFA (sidi Madani –Oued kerrouhe) i.e. the determination of the failures of drillings (points of collecting), system of repression (stations of Recoveries and conduits repression) as well as the works of storage (water tanks and towers) and the checking of the capacity of the network existing to convey the flows necessary to the horizon of study (2025). This checking will enable us to give certain numbers of modifications and recommendations to improve the drinking water supply of the city such as: the installation of the accessories and measuring apparatus, to exploiter stations of Recoveries (Bezzar), tank (Ezzraimi) and change of certain conduits. We quote also the concepts of management, exploitation and the check operations and maintenance to carry out on all the works hydraulic.

Sommaire

Introduction général

CHAPITRE I :Présentation de la zone d'étude	1
I.1. But de l'étude :	1
I.2. situation général et présentation la zone de étude	1
I.3. Situation géographique de la zone étudiée:	2
I .4.géologie et hydrologie.....	3
4.1. Géologie	3
4.2. Hydrogéologie	3
I.5. Situation topographique:.....	6
I .6.Situation climatologique :	6
6.1. Pluviométrie	7
6.2- Les vents	8
6.3. Température.....	8
I .7.séismicité :	9
I .8.Démographie :	9
I .9. Situation hydraulique (situation actuelle) :	9
9.1. Ouvrages de stockage.....	10
9.1.1. Equipements des réservoirs	10
9.2. Champ de captage	11
9.3. Station de pompage	11
9.4. Adduction	12
9.5. Réseau de distribution existant.....	13
I.10.Conclusion :	14
Chapitre II : Evaluation des besoins en eaux	15
II.1. Introduction :	15
II .2 .Etude d'évolution de la population.....	15
2.1 Etude démographique.....	15
II. 3.Evaluation des débits	16
3.1 Généralité	16

3.3. Catégories des besoins en eau.....	16
3.4. Calcul du débit moyen journalier actuel (2010)	17
3.4.1 Besoins domestiques	17
3.4.2. Besoins des équipements	17
II.4. Etude des variations de la consommation	18
4.1. Variation des débits de consommation dans le temps	18
4.2. Coefficients d'irrégularité	18
4.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$)	18
4.2.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$)	18
4.3. Récapitulation des besoins maximale et minimale journalière en eau potable (2010)	19
4.4. Etude des variations des débits horaires	19
4.4.1. Coefficient d'irrégularité maximale horaire ($K_{max,h}$).....	19
4.4.2. Coefficient d'irrégularité minimale horaire ($K_{min,h}$)	20
4.4.3. Etude des variations des débits horaires	20
4.4.4. Du débit maximum horaire	20
4.4.5. Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant.....	21
II.5. Estimation de la population a l'horizon 2025	26
5.1 Calcul des besoins en eau.....	26
5.2. Besoins des équipements en 2025	26
5.3. Récapitulation des besoins en eau des agglomérations	27
II.6. Détermination des coefficients d'irrégularités maximale et minimale horaires	31
II.7. Bilans	32
7.1.1 Bilans de stockage.....	32
7.2. Bilans ressources - besoins	32
II.8. Conclusion :	33

Chapitre III : Analyse de la situation actuelle	34
III.1. Introduction	34
III .2 .Description du logiciel WATER CAD	34
2.1 Fonction et application	34
III.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution existant	35
3.1. Débit spécifique.....	35
3.2. Débit en route	35
3.3 .débits aux nœuds	35
III.4. Modélisation du réseau actuel et résultats :.....	41
4.1. Cas de pointe	41
III.4.2. Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie	45
III.5.diagnostic de la situation actuelle (2010) :.....	47
5.1. Constat :	47
5.2. Interprétation des résultats	47
III.6. Conclusion.....	48
Chapitre IV : Diagnostic et recommandation	49
IV.1.Introduction.....	49
IV.2.Programme des travaux.....	49
IV.3. propositions :.....	49
3.1. Travaux concernant les réservoirs (étanchéité)	49
a) opération de surveillances.....	50
b) opération de nettoyage.....	50
3.1.1. Estimation des capacités des réservoirs ezzraimi	50
3.1.2. Conclusion.....	51
3.2. Travaux concernant la station de pompage (bezzar).....	51
3.2.1. Choix du type de pompe	54
3.2.2. Courbes caractéristiques des pompes.....	55
3.3. Travaux concernant le réseau de distribution	56
IV.4. conception du réseau.....	57

IV.5.Choix du matériau des conduites projeté.....	57
5.1. Tuyaux en P.E.H.D Avantages	58
IV.6.Accessoire installé dans le réseau.....	59
IV.7. Description des appareils de régulation de pression.....	59
7.1. Stabilisateur de pression.....	59
7.1.1. Présentation du stabilisateur de pression aval	59
7.1.1.1. La vanne de base	60
7.1.1.2. Le circuit - pilote de réduction de pression.....	61
7.1.2. Principe de fonctionnement du stabilisateur de pression aval.....	61
7.1.2.1. Cas où la vanne n'est pas encore équipée du pilote de régulation.....	61
7.1.2.2. Cas où la vanne est équipée du pilote de régulation	63
7.1.3. Comment dimensionner un stabilisateur de pression	64
7.1.4. Installation et maintenance.....	65
IV.8.Simulation de réseau actuel après les travaux	66
IV.8.1.Cas point	66
IV.8.2. Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie.....	70
IV.9.Conclusion	72
Chapitre V :État future de réseau.....	73
V.1 Introduction.....	73
V.5. Calcul hydraulique du réseau de distribution	73
5.1. Détermination des débits	73
V.6 .Résultats de la simulation	74
6.1. Cas de pointe.....	74
6.2. Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie.....	79
V.7. Conclusion :	81
V.8. mobilisation de la source d'eau	82
V.8.1.- milieu naturel.....	82
V.8.2. prospection de terrain	83
V.8.3.Etude Hydrogéologie.....	83

V.8.4. Composition ionique des eaux de la source Sidi ezzraimi	84
V.8.5.CONCLUSION :	85
Chapitre VI :Gestion et suivi du réseau	86
VI.1. Introduction	86
VI.2. But de la gestion	86
VI.3. Pérennité des ouvrages	86
VI.4.Entretien du réseau	86
4.1 Lutte contre l'entartrage	86
4.2 Exploitation	87
4.3 La surveillance	87
4.4 La maintenance	87
VI.5. La gestion patrimoniale	88
5.1 La préservation de la ressource en eau	88
5.2 L'influence du milieu environnant les conduites	88
5.3. Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée	89
VI.6.Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux .	89
6.1. Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau	90
6.3. Surveillance courant des adductions et du réseau	90
VI.7. Lutte contre le vieillissement des réseaux	91
VI.10. La gestion des forages	91
10.1. Adapter la pompe au captage :	91
VI.11. Gestion et exploitation des réservoirs	92
VI .11.1 Equipement des réservoirs	92
VI.11.2 .Aspects lies à l'exploitation des réservoirs	94
VI .11.2.1. Opération de nettoyage	94
VI.12. Conclusion	94
Chapitre VII :Pose de canalisation et accessoires	95
VII.1.Introduction	95
VII.2. Pose de canalisation	95
VII.2.1. Principe de pose de canalisations	95

VII.2.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire	95
VII.2.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain.....	96
VII.2.4. Pose de canalisation en galerie	97
VII.2.5. Traversée d'une rivière	97
VII.2.6. Assemblage par emboîtement	99
VI.3.1. Robinets vannes	100
VII.3.2. Clapets anti retour	101
VII.3.3. Ventouses	102
VII.3.4. Vannes de décharge	103
VII.3.5. Moyens anti-bélier	103
VII.3.6. By-pass	104
VII.3.7. Poteaux d'incendie	104
VII.3.8. Crépines	105
VII.3.9. Déversoirs de trop plein.....	105
VII.3.10. Joints de raccordement	105
VII.3.11. Organes de mesure	106
VII.4. Organes de raccordement	107
VII.4.1. Coudes	107
VII.4.3. Tés.....	108
VII.4.4. Joints de démontage.....	108
VII.4.Conclusion	108
Chapitre VIII :Organisation de chantier	109
VIII.1.INTRODUCTION.....	109
VIII.2.Les actions reçus par les conduites	109
VIII.3. Exécution des travaux	109
VIII.3.2 : Décapage de la couche de terre végétale ou goudron	110
VIII.3.3 : Excavation des tranchées:	110
VIII.3.3.1 : calcul de la largeur de tranchée.....	110
VIII.3.3.2 : calcul de la profondeur de tranchée	111
VIII.3.4 : Aménagement du lit de sable	111

VIII.4 : Choix des engins	112
VIII.4.1 : l'engin Pour l'excavation des tranchées.....	112
VIII.4.2 : l'engin Pour le remblaiement des tranchées	112
VIII.5: Calcul du volume de terrassements.....	113
VIII.5.1 : Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron.....	113
VIII.5.2 : Calcul du volume de déblai.....	113
VIII-5-3 : calcule du volume de lit de sable.....	114
VIII.5.4 : Calcul du volume de remblai	115
VIII.5.5 : Volume excédentaire.....	115
VIII.6: Devis estimatif.....	116
VIII.7: Planification des travaux	116
VIII.8.Conclusion	119
Chapitre IX : Protection et sécurité de travail	120
IX.1 Introduction.....	120
IX.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique	120
IX.2.1 Facteurs humains.....	120
IX.2.2 Facteurs matériels.....	120
IX.2.3 Liste des conditions dangereuses	121
IX.2.4 Liste des actions dangereuses	121
IX.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents.....	121
IX.3.1 Protection individuelle	121
IX.3.2 Autres protections :	122
IX.3.3 Protection collective.....	122
IX.3.4 Engin de levage.....	122
IX.3.4 Appareillage électrique	122
IX.4 Conclusion.....	122
Conclusion général	
Référence bibliographie	
Les annexes	

INTRODUCTION :

Les systèmes de distribution d'eau potable appartiennent. au même titre que les autres réseaux techniques. à un environnement urbain et péri-urbain dans lequel ils agissent et inter-agissent avec les autres réseaux.

Le travail effectué dans le cadre de cette thèse intitulée " diagnostic du réseau d'eau potable pour les villes (sidi Madani & oued kerrouche) 1 commune de chiffa .par analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques "porte sur le développement d'une maquette du futur outil d'aide à la gestion des infrastructures et notamment du réseau d'eau potable de ces villes (10.5 Km de canalisations - 1295 habitants).

Aspect Diagnostic » : Analyser qualitativement et quantitativement tous les aléas pouvant exister sur le réseau et se manifester par des observations. Il s'agit dans tous les cas d'établir le cheminement possible entre les observations. les causes possibles et d'évaluer les conséquences induites. Il s'agit par une analyse successive et récursive à l'aide de requêtes temporelles).

Les questions récurrentes que le gestionnaire d'un réseau d'alimentation d'eau potable (d'AEP) se pose. Concernant le renouvellement du réseau. Sont les suivantes : **«dois je renouveler les canalisations ?, lesquelles dois-je renouveler ? Quand dois-je envisager les travaux ?**

La méthode proposée est basée sur l'analyse de l'état de fonctionnement du réseau d'eau potable. Cet état de fonctionnement du réseau AEP peut être connu à partir :

- D'informations directes fournies par un système de télésurveillance (mesure de pression. de vitesse. de débit. de qualité....).
- D'informations indirectes (analyse des incidents survenus sur le réseau. Des Interventions. de l'environnement du réseau....) obtenues.
 - Dans notre cas. L'absence de mesures directes ne permet pas de quantifier l'état de fonctionnement du réseau sur l'ensemble du réseau.). C'est pourquoi. Cet état est défini en se basant sur l'information portant sur l'environnement du réseau (nature des sols. aménagement du territoire ...)
 - Ce travail de recherche comprend trois volets :
 - la présentation du système actuel d'alimentation en eau potable.
 - son diagnostic hydraulique tout en donnant les défaillances existantes.
 - préconiser des solutions pour y remédier.

Et enfin de proposer des solutions pour une bonne gestion et une exploitation du système.

CHAPITRE I
Présentation de la zone d'étude

CHAPITRE I

Présentation de la zone d'étude

Dans ce chapitre nous essayerons de donner une brève présentation en ce qui concerne la zone d'étude.

I.1. But de l'étude :

La présente étude a pour objet, l'étude de rénovation du réseau d'alimentation en eau potable de l'ensemble des lotissements et quartiers (commune de Chiffa), se situant au sud de centre de l'agglomération, à partir du réservoir de tête existant de capacité $V=1000m^3$.

Pour se faire, il a été donc nécessaire d'effectuer des missions de reconnaissance sur site, de procéder à la collecte des données et informations relatives à la situation hydraulique existante, l'exploitation des documents et études antérieures avec le concours de la subdivision d'hydraulique et les services techniques de la commune, donc il faut d'abord présenter la zone d'étude

I.2. situation général et présentation la zone de étude :

La zone d'étude se situe dans la région de Chiffa, cette dernière appartient à l'Atlas Blidéen. L'Atlas Blidéen Est l'une des chaînes montagneuses de l'Algérie. Il est localisé au Sud d'Alger à une trentaine de kilomètres. C'est une chaîne qui assure le relais d'Est en Ouest, entre l'extrémité orientale du Dahra à l'Ouest, matérialisée par le Djebel Zaccar et le massif kabyle à l'Est.

Cette chaîne est délimitée :

- au Nord, par le bassin d'effondrement, néogène de la Mitidja,
- au Sud, par le bassin Miocène de Médéa - Béni Slimane,
- à l'Est, par la chaîne du Djurdjura,
- à l'ouest, par les hauteurs de Hammam Righa et Djebel Zaccar.

Par ces limites, l'Atlas Blidéen s'étend depuis les hauteurs d'El Afroun et Dj. Mouzaia, à l'Ouest jusqu'au massif du Dj. Bou Zegza à l'Est en transitant par les reliefs de Djebel Chréa, Djebel Guerroumène, Djebel Ferroukha et Kaf El Ousfane qui domine directement Hammam Melouane.

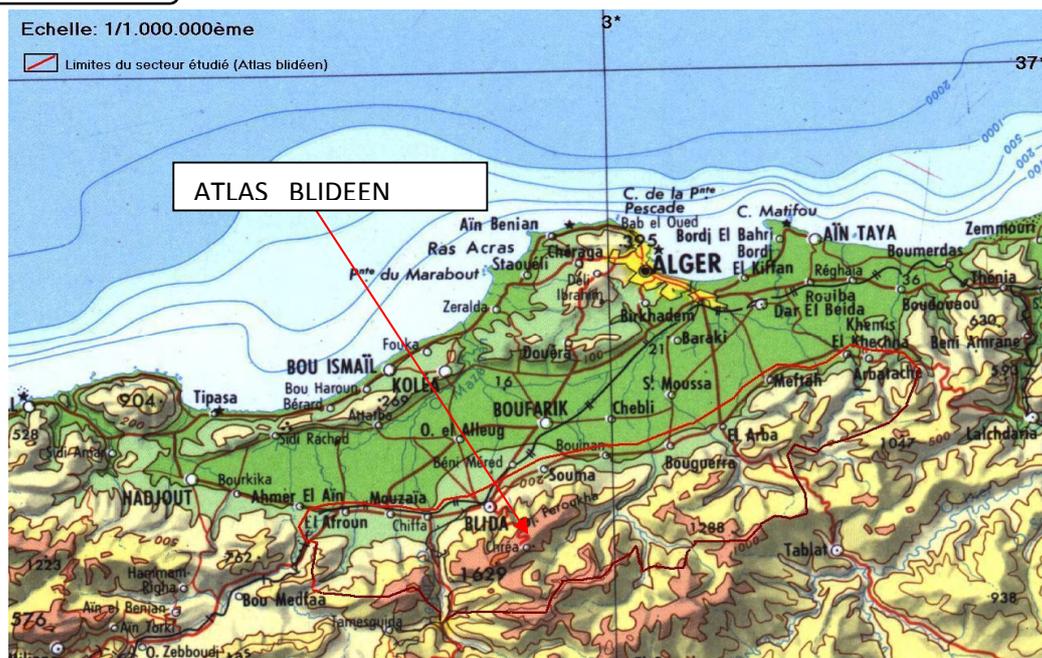


Figure. I.1 : Cadre général de l'Atlas de Blida entre Dj. Mouzaia (1603m) et Dj. Bou Zegza (1047m)

I.3. Situation géographique de la zone étudiée:

La zone étudiée correspondant à l'agglomération de Chiffa (Sidi Madani & Oued Kerrouche) se situe à 4 km à l'ouest de la ville de Blida, au centre de la plaine de la Mitidja. Elle s'étend sur une superficie de 4811 ha, son territoire est composé de :

- 64% de la plaine (Mitidja).
- 8% des piémonts.
- 28% de la chaîne de montagnes.

D'autre part elle est limitée :

- Au Nord par : les communes Oued el Alleug ;
- Au sud par : la wilaya de Média ;
- À l'Est par : les communes de Blida et Bouarfa ;
- À l'ouest par : les communes de Mouzaia et Ain Roumana.

La commune est divisée en plusieurs agglomérations qui sont :

- Oued Kerrouche
- Sidi Madani
- Ahl el Oued Thénia
- Zones éparses

I.4.géologie et hydrologie :

4.1. Géologie :

La bonne connaissance de la géologie de la zone d'étude est très importante, Cela concerne surtout la lithologie .la pétrographie et le pendage des couches qui peuvent être la cause des phénomènes des affaissements, des glissements de terrains ou autres phénomènes néfastes pour la stabilité des futurs projets de construction.

- Le Cénomaniens (Crétacé supérieur) :

Affleure sous deux faciès, les marnes et les calcaires. Il est représenté à la limite sud de Larbaa et dans le massif de Blida en général par les calcaires. Quant au Sénomaniens de l'Atlas Blidéen, il est représenté par des schistes noirs à lentilles jaunes et des marnes foncées assez dures à cassure conchoïdale semblables aux marnes carténiennes et se terminent parfois par des micros brèches. Ces formations affleurent dans la région de Blida, au sud de la feuille de Larbaa et au sud de Meftah jusqu'à la région de Tablat.

- **Schistes de la Chiffa :**

Selon L. Glangeaud (1932), il s'agit essentiellement de poudingues néocomiens qui affleurent dans le Bou Zegza, au SW du point 1032, et des schistes de la Chiffa, dont l'âge a été l'objet de plusieurs controverses, datés, généralement, au début de Primaires dans la zone d'étude.

Quant aux formations de l'Aptien, elles affleurent sous plusieurs formes de calcaires (Calcaires à Orbitolines, à Lumachelles, à petits Huîtres ou à Entroques).

Ils affleurent dans plusieurs endroits de l'Atlas Blidéen, bien qu'ils soient parfois albio-aptiens particulièrement au sud de Khémis El Khechna. Comme il arrive de rencontrer de petits bancs de schistes et de quartzites albiens donnant l'aspect de flyschs. Ces terrains affleurent dans plusieurs endroits de l'Atlas Blidéen, particulièrement, au sud de Larbaa et dans la région de Tablat sous forme d'argiles noires. Dans la région de Hadjout, de Blida et dans l'oued Mouzaia, l'Albien flyschoid affleure sous forme d'argiles et de quartzites.

4.2. Hydrogéologie :

Les principales formations de la région de point de vue hydrogéologie sont :

La Mitidja est une vaste plaine d'Algérie du nord qui couvre une superficie de 1300 km², soit 100Km de longueur et une largeur variant entre 8 et 18 km avec une altitude moyenne de 100m, notre Zone d'étude est située en plein centre de la plaine alluviale de la Mitidja.

Les alluvions formée de cailloux de et gravier avec sables limoneux du lit majeur des oueds.

Les alluvions récentes composées de sables et de graviers; elles sont très perméables et permettent une grande capacité de stockage, grâce à leur grande superficie et à leur épaisseur, elles constituent un réservoir Aquifère important.

Les alluvions anciennes (niveau inférieur) constituées de dépôts caillouteux du pied de l'Atlas qui forment un réservoir non négligeable.

La nappe de la région se situe principalement dans les parties occidentales et septentrionales de la commune elle alimentée par les filtrations des eaux de pluie et les eaux des oueds.

a- Caractéristiques des nappes :

La nappe de la Mitidja renferme deux grandes nappes importantes a savoir :

- Nappe des alluvions du quaternaire :

La nappe des alluvions du quaternaire de la Mitidja peut être subdivisée en trois :

- **Quaternaire ancien** : C'est des alluvions grossières représentées par des graviers assez grossiers légèrement argileux.
- **Quaternaire moyen** : C'est des formations assez grossières représentées par des graviers grossiers.....et sable grossier avec intercalations argileuses
- **Quaternaire récent** : Il s'agit des limons grés argiles noirs ou bleus et d'alluvions grossières à la base, nous rencontrons cette série aux bords des oueds importants de la Mitidja.
- **Nappe de l'astien** :

L'astien est représenté par des grés et des calcaires gréseux avec des intercalations d'argile jaunâtre. Cette formation astienne est profonde, au niveau de la Mitidja est captive (sous pression) et elle affleure aux limites de la plaine Nord-Sud de façon irrégulière.

Les principaux cours d'eau qui contribuent d l'alimentation de la nappe sont :

- L'Oued El Had à l'Ouest ;
- L'Oued Chiffa à l'Est.

Vu la platitude du terrain et la nature des roches qui constituent la plaine l'écoulement dans cette zone est réduit, ce qui facilite l'infiltration des eaux. Notons qu'une grande quantité d'eau des sources, (Exemple : la source des singes) se perd dans les oueds.

STRATIGRAPHIE		LITHOLOGIE	EPAISSEUR	HYDROGEOLOGIE
QUATERNAIRE	ACTUEL	Dépôts de lits des oueds Dépôts de piémonts	20m	Pérmeables (zone de chenaux très transmissifs)
	FLANDRIEN RHABIEN	Limons et argiles limoneuses sables consolidés à Lumachelles	30 30	Faible perméabilité (ressources en eau très faibles)
	SOLTANIEN TENSIFTIEN	formation de la Mitidja (alternance de gravier et argile)	150	Pérmeabilité élevée = Nappe de la Mitidja (ressources en eau importantes et très exploitées)
	CALABRIEN VILAFRAN-FRANCHIEN	formation d'El Harrach (Argiles et cailloutis)	100	Pérmeabilité faible (substratum de la nappe de la Mitidja)
PLIOCENE	ASTIEN	Affleure largement dans le Sahel et se présente sous les faciès: -marmo-sableux -calcaro-gréseux -grés-sableux.	100	perméabilité variable : forme une nappe libre dans le Sahel devenant captive sous la Mitidja.
	PAISANCIEN	marnes et argiles bleues (affleure uniquement dans le Sahel d'Alger.	200	Pérmeabilité très faible = substratum de la nappe de l'Astien dans le Sahel et dans la mitidja.
MIOCENE	VINDOBIEN	Marnes à lentilles de calcaire et marnes glauconieuses	50	Pérmeabilité très faible Pas d'eau souterraine
	BURDIGALIEN	Marnes à lentilles de grès	?	pas d'eau souterraine

Figure I.2 : Hydrogéologie de la zone étudiée (pleine étudiée)

(Source ANRH)

Les transmissivités sont très variables, reflètent très exactement la morphologie des comblements alluviaux récents. Dans la zone d'étude elles atteignent 10^{-2} m²/s. Faibles sur les hauts fonds marneux et dans les piémonts de l'Atlas (10^{-3} à 5.10^{-3} m²/s), elles atteignent 4.10^{-2} m²/s dans les chenaux correspondant aux anciennes vallées de la Chiffa et du Mazafran. Les coefficients d'emmagasinement sont moyens : de 6.10^{-2} à 7.10^{-2} dans la partie libre de la nappe et de 2.10^{-4} dans la partie captive de la nappe, près du Mazafran.

b- La qualité des eaux :

Les eaux des alluvions du quaternaire sont très bonnes du point de vue chimique, puisque leur résidu-sec et leur minéralisation tournent autour de 300 mg/l, c'est des eaux bicarbonatées très légères ; à la suite de l'analyse chimique, l'eau ne demande qu'une javellisation pour être potable.

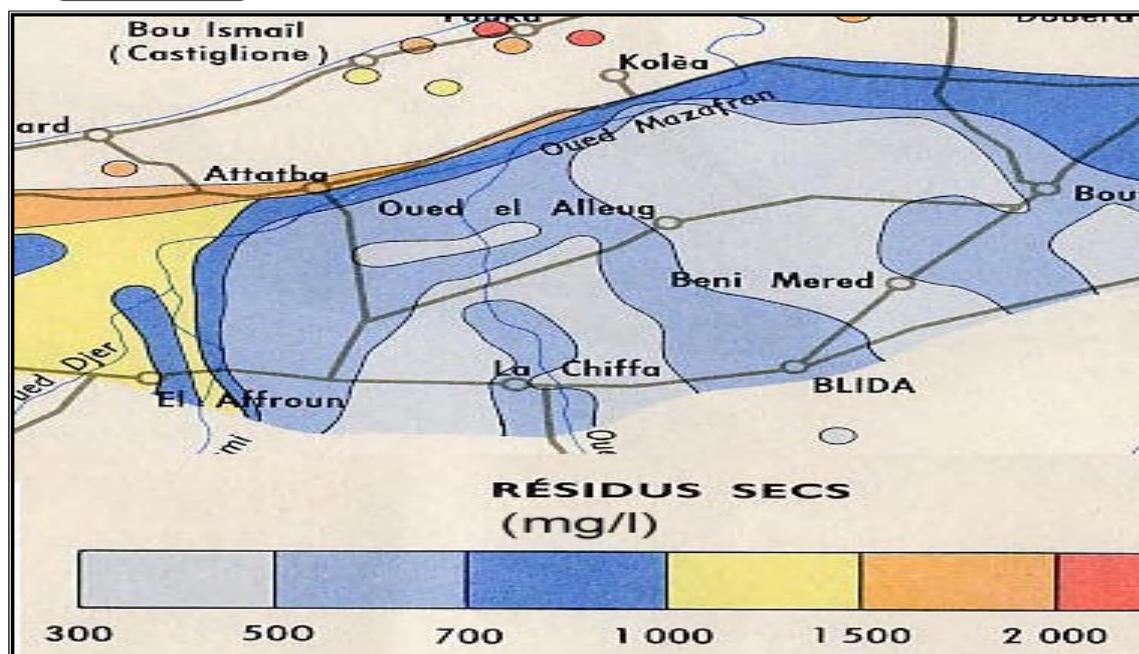


Figure. I.3 : Extrait de la carte hydrogéologique d'Alger

(Source ANRH)

I.5. Situation topographique:

La topographie joue un rôle important dans la conception du système d'alimentation en eau potable, en effet le schéma d'alimentation peut varier d'un relief à un autre, suivant que le terrain est plat ou accidenté.

La zone étudiée fait partie de la Mitidja qui caractérisée par un relief composé de deux entités :

Au Nord : la plaine de Mitidja

Au Sud : les contreforts de l'Atlas Blidéen.

Ce relief présente un dénivelé allant du sud vers Nord, il est délimité entre deux cotes NGA max et min. Les cotes de l'agglomération sont résumées dans le tableau :

Tableau .I.1: les cotes de l'agglomération NGA max et min

Agglomération	Cote max (NGA)	Cote min (NGA)
Sidi Madani	+200 m	+180 m
Oued kerrouche	+180 m	+140 m

I.6. Situation climatologique :

Les données bios climatologiques sont tirées de plusieurs travaux et d'observations climatiques faunistiques et floristiques réalisées sur l'Atlas blidéen. Il s'agit essentiellement des travaux de l'ANRH, il est à noter d'abord que les seuls paramètres climatiques disponibles pour l'Atlas Blidéen sont ceux des températures et des précipitations, les données

Des autres facteurs, en plus de leur caractère lacunaire, elles ne couvrent qu'une partie très limitée de cette zone.

Cette zone est caractérisée par un climat semi-aride, qui présente les caractères principaux suivants :

Un été sec et chaud, un hiver relativement humide et froid. La saison sèche et chaude, s'étale du mois d'Avril au mois de Septembre suivie d'une saison froide et humide du mois d'Octobre au mois Mars.

6.1. Pluviométrie :

La zone étudiée est située dans une zone où la pluviométrie annuelle est comprise entre 500 et 800 mm/an. La répartition des précipitations est très irrégulière sur l'échelle annuelle.

Les précipitations constituent le facteur le plus important dans la formation et l'évolution des émergences naturelles. Ainsi l'écoulement des oueds et les variations du niveau hydrostatique des aquifères sont liés directement aux pluies tombées au cours d'une période donnée.

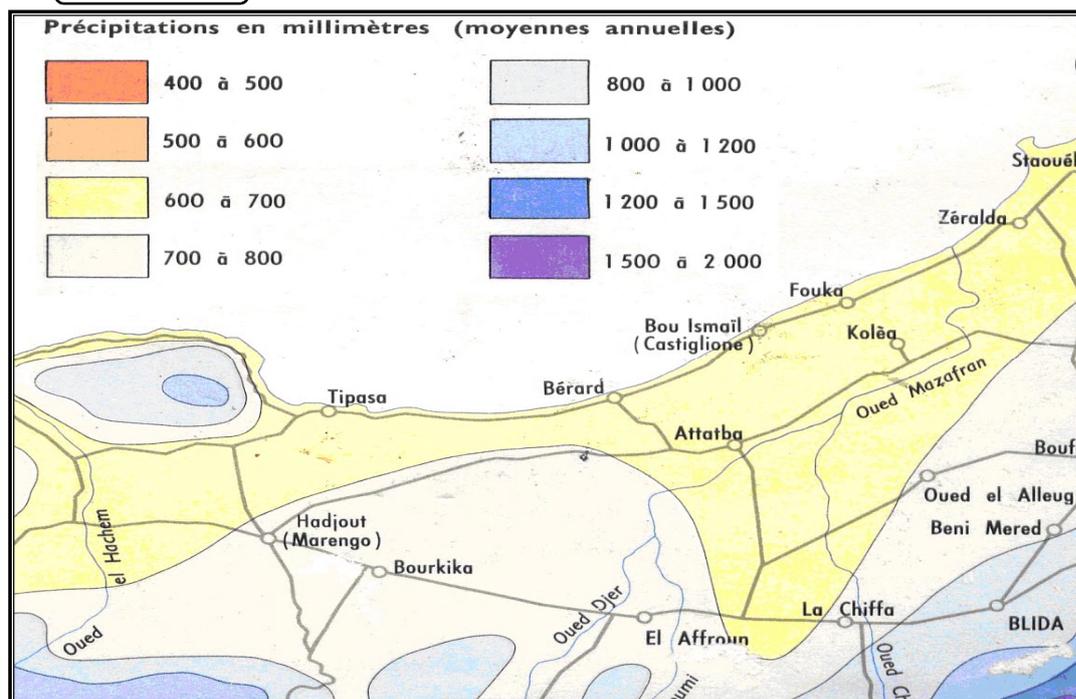
Les stations les plus proches et qui peuvent représenter la zone d'étude (d'amont vers l'aval) sont les suivantes :

Tableau. I.2: Moyennes annuelle et mensuelles des pluies dans l'Atlas Blidéen (Période : 2000-2008)

	sept	oct	nov	dec	janv	fev	mars	avril	mai	juin	juil	aout	annuel
2000	17,5	52,5	136,6	34,3	128,3	29,3	0	82,9	30,6	0	0	0	512
2001	34,9	43,6	52,6	52,2	56,1	27,1	49,2	48,8	46	0	8,9	35	454,4
2002	18,6	66,6	116,3	123,5	177,2	123,4	21,4	76,9	31,7	0	0	0	755,6
2003	16,4	38,2	98,9	117,5	98	57,2	53,1	67,9	103,3	4,5	1,9	1,5	658,4
2004	3,4	25,6	61,6	106,6	75,6	160,4	52,9	20,1	0,7	0,6	0,7	0	508,2
2005	16,8	55,7	80,8	107,1	103,2	92	13,9	4,8	117,8	0	0	0	592,1
2006	100,4	0	23,3	0	17	0	0		0,8		7,3	0	12,4
2007	28,6		225,6	62,5	22,5	22,7	39,5	14,7	53,2	3,6	1,1	0	473
2008	40,9	51,8	114,2	120,6	121,5	10,4	77,7	68,8	33,8	0	0	0	639,7

(Source ANRH)

Code station : 021105 Nom station : RN4CHIFFFA X : 502,1m Y : 357,6m Z : 58m



(Source ANRH)

Figure. I.4: la carte pluviométrique établie par l'agence nationale des ressources hydrauliques

6.2- Les vents :

Le maximum de force des vents se situe au cours de l'hiver et le minimum à la fin de l'été, les vents locaux sont prédominant Ouest et Nord-ouest avec quelques vents nord-est. Adoucissent le climat durant la saison chaude, le sirocco est arrêté par le contrefort du djebel chréa (Atlas Blidéen)

6.3. Température :

L'étude de ce paramètre climatique est justifiée par le fait qu'il influe directement, par le biais de l'évaporation, sur le débit des écoulements et des résurgences.

Les températures dans cette région sont en général modérées, elles varient suivant les années, les saisons, les mois et entre le jour et la nuit, sans oublier le rôle de l'altitude et de l'exposition des versants dans ces variations.

La température moyenne du mois le plus froid est de 11,3°C et celle du mois le plus chaud est de 27,5°C. Elles correspondent respectivement au mois de janvier et d'Août.

Tableau I.3 : Températures moyennes mensuelles :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Tmoye (°c)	24,7	19,8	15,7	12,8	11,3	12,2	14,7	15,7	19,5	23,2	26,3	27,5

(Source ANRH)

I.7.séismicité :

L'Algérie est découpée en quatre zones sismiques. D'après le découpage la commune de chiffa est classée zone deux (2) donc c'est un facteur important qu'il faut prendre en considération pour la construction de tout type d'ouvrage, laquelle doivent être appliquée avec rigueur les règles parasismiques.

I.8.Démographie :

L'étude de la population occupe une place fondamentale dans notre étude, dans la mesure où elle fournit des éléments appréciables (type de population, catégorie de sous population, comportement sociaux,... etc.) pouvant déterminer le développement urbain. Les principales sources d'information qui ont été la base de données pour mener cette analyse sont le recensement (RGPH) de 2008, sur cela s'ajoutent les données récentes fournies par les autorités locales, notamment la direction de la planification de la wilaya de BLIDA et par l'APC de chiffa, avec un taux d'accroissement de 2,7 % (d'après APC de CHIFFA).

Le tableau ci-après illustre l'évolution, de la population projection :

Tableau. I.4 : Evolution de la population à l'horizon d'étude :

agglomération	Taux d'accroissement %	2009	2020	2025
Sidi Madani	2,7	6222	8340	9529
Oued kerrouche	2,7	6542	8769	10019
total	2,7	12764	17109	19548

Source APC de CHIFFA)

I.9. Situation hydraulique (situation actuelle) :

Le système d'alimentation en eau potable existant dans la zone d'étude est composé plusieurs ouvrages de stockage, nous distinguons : des châteaux d'eau et des réservoirs ; ces derniers sont alimentés par du champ de captage qui contient des forages, d'une station de reprise, d'une adduction, de moyens de stockage et de réseau de distribution, (Source DHW).

En plus, le système d'alimentation en eau potable existant possède une station de reprise ou lieu dit Bezzar, elle est l'arrêt et à l'abandon depuis long temps, elle n'a fonction que pendant un mois environ selon l'information recueillie d'après les anciens agents d'exploitation du réseau d'AEP de la commune de chiffa.

9.1. Ouvrages de stockage :

Le système d'alimentation en eau potable existant dans la zone d'étude est composé de plusieurs ouvrages, nous distinguons des châteaux d'eau et des réservoirs, ces ouvrages sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. I.5 : caractéristiques des Réservoirs

Réservoir	capacité	Cote de radie	Cote trop plain	état
	(m ³)	(m)	(m)	
réservoir (bezzar)	2 × 500	200,2	205,2	bon état
réservoir (ezzraimi)	2 × 500	240	244	al' arrêt
Château d'eau	50	185,49	200,49	Hors service

(Source DHW)

9.1.1. Equipements des réservoirs :

L'alimentation des deux châteaux d'eau est assurée par les différents forages, Chaque château d'eau est équipé hydrauliquement par différentes conduites telles que :

- conduite de trop plein ;
- conduite de vidange ;
- conduite d'arrivée (d'amenée) ;
- conduite de distribution ;

Les principales conduites sont :

- conduite d'arrivée de DN200 en acier galvanisé ;
- conduite de trop plein de DN180 en acier galvanisé ;
- conduite de vidange de DN180 en acier galvanisé ;
- conduite de distribution de DN200 en acier galvanisé ;

9.2. Champ de captage :

Cette partie a pour objet, l'étude des ressources en eaux souterraines, dans les environs de la commune de Chiffa. En effet la zone étudiée célèbre par son eau minérale gazeuse est alimentée à partir de (03) champs captants, situés à nord de la zone. L'ensemble des forages produit actuellement un débit de 40 l/s, Les caractéristiques de ces derniers sont données dans le tableau N°I-3.

Tableau. I.6 : les caractéristiques des forages de la zone étudiée

Zone	Forage	Débit (l/s)	Profondeur	niveau dynamique	niveau statique	X	Y	observation
Sidi Madani & Oued kerrouche	F1bis	13	65	30	50	505		en service
	F1 tri	27	150	40,5	88	505	349,25	hors service
	F2	12	52	6,8	19	505,15	349,1	en service
	F3	15	160	47	91	504,9	349,8	en service

Source d'information : DHW de BLIDA

Remarque :

A l'Est trois (03) forages sont destinés en service, dont un (F4) est à l'arrêt

9.3. Station de pompage :

Pour véhiculer l'eau des forages vers les ouvrages de stockage (réservoirs) ou directement vers le réseau de distribution, il est nécessaire d'installer des pompes immergées (groupes électropompes).

La caractéristique des deux (03) pompes ou niveau de des forages :

- pompe KSB type WKL 80/2
- débit $Q=120\text{m}^3/\text{h}$
- nombre de tours par minute $n=2900\text{tr}/\text{mn}$
- HMT=100m
- Année de fabrication 1989

9.4. Adduction :

Le système d'adduction du centre urbain de (sidi madani-oued kerrouche) est représenté dans la figure.3

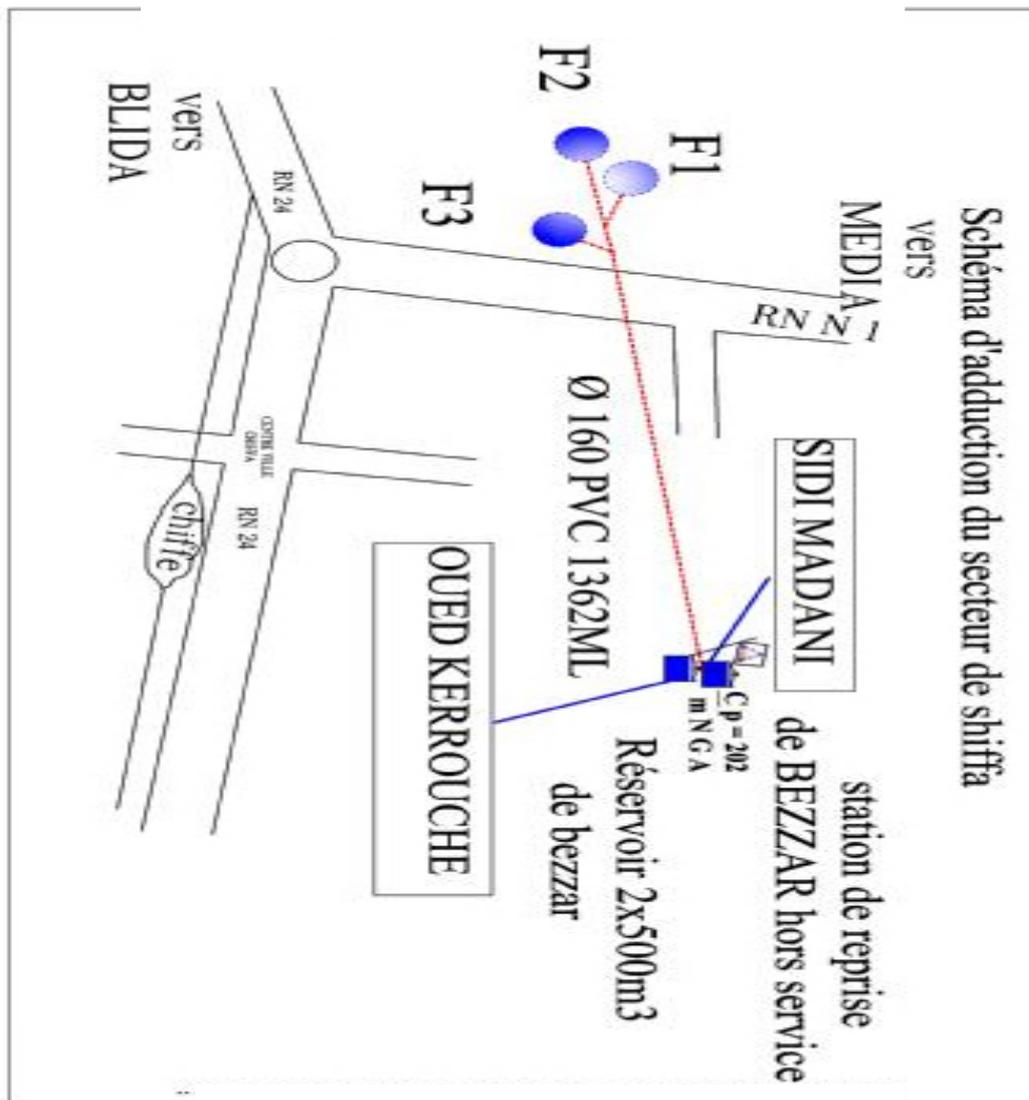


Figure .I.5: schéma d'adduction du secteur de chiffa

9.5. Réseau de distribution existant :

Le réseau de distribution de la zone étudié (centre sidi Madani & oued kerouche) couvre pratiquement la totalité de la ville (sans extension), il est totalement maillé ; Le réseau est alimenté gravitairement à partir de réservoir de tête (BEZZAR), et composé de différents matériaux (acier, P.V.C, acier galvanisé), qui ont été posés au fur et à mesure du développement de la ville, Il totalise un linéaire d'environ 10,53 Kms, de diamètres variant de 40/49 a 200 mm. Celui-ci est loin de satisfaire les besoins en eau actuels et futurs, sans cesse croissants, ajoutée à cela la mauvaise répartition de la ressource entre les différents consommateurs, généré par les extensions qui se sont greffées sans étude d'intégration au réseau principal ,Ceci provoque des dérèglements auxquels le service d'exploitation ne peut faire face, sans pour autant oublier le dysfonctionnement qui pourra être entre l'apport et la consommation.

Nous allons regrouper l'ensemble des informations sur le réseau existant dans le tableau :

Tableau. I.7 : conduites de distribution existant ou centre (sidi Madani & oued kerrouhe)

Ø (mm)	L(m)	volume (m3)	%	matériaux
40	241,92	0,3	0,28	pvc
50	966,35	1,9	1,76	pvc
60	2380,84	6,73	23,70	pvc
63	736,16	2,29	7,32	pvc
90	2051,32	13,05	20,32	pvc
110	1198,69	11,39	11,39	pvc
150	505,41	8,93	8,27	pvc
200	1867,35	58,66	20,59	acier galvanise
250	96,14	4,72	0,50	acier galvanise
TOTAL	10044,19	107,98	100,00	acier galvanise

(Source DHW)

Les matériaux utilisés dans le réseau sont représentés dans la figure.4

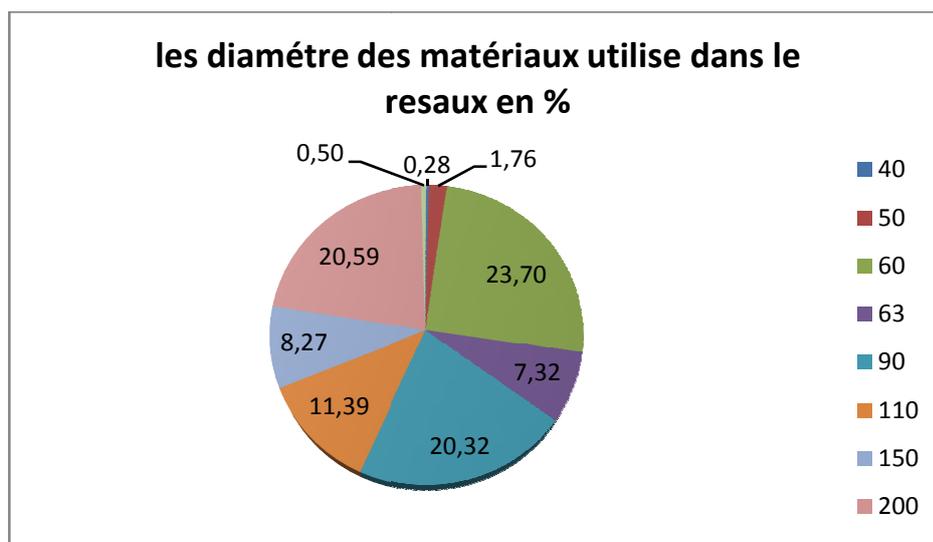


Figure. I.6: diamètres des matériaux utilisent dans les réseaux

I.10.Conclusion :

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

La collecte des données consiste à rechercher toutes les informations disponibles dans la région à étudier.

Cette étape constitue la phase la plus importante, Elle est basée sur la collecte des informations brutes, et aussi de vérifier sa fiabilité pour une prise de décision correcte.

Nous allons donc, procéder dans le chapitre qui suit au calcul des besoins en eau de la ville.

Chapitre II
Évaluation des besoins en eau

Chapitre II

Evaluation des besoins en eaux

II.1. Introduction :

Dans ce chapitre nous examinerons les besoins que doit satisfaire le réseau de distribution pour l'utilisateur, et de vérifier l'équilibre entre la production, le stockage et la demande en eau de la population avec son évolution dans le temps pour un horizon estimé à (2025). L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit,...).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population,...). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à autre. Il y a une relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

II.2 .Etude d'évolution de la population :

2.1 Etude démographique

Selon nos informations recueillies au niveau de l'APC et données du PDAU, la population actuel de (centre sidi madani et oued kerrouche) 12764 hab. s'élève environ à 2766 habitants dans les années 1998, néanmoins et au cours des années suivantes, celle-ci s'est vu rattachée au chef lieu de la commune pour ne constituer qu'une seule agglomération. De ce fait nos prévisions en matière de population aux horizons futures suivront un taux d'accroissement global légèrement régressif.

2.2 Prévision de la population aux horizons futurs [1]

Pour l'estimation de la population future. Nous prenons un horizon de 16 ans et nous adopterons un taux d'accroissement de 2,7%. Pour les calculs de la population future nous utiliserons finalement la formule de l'intérêt composé :

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

Avec :

P_n : est la population à l'horizon 2025.

P_0 : Population actuelle

τ : Taux d'accroissement de la population en %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2010, la population de la Ville de sidi Madani et oued kerrouche a été de 12764 habitants.

Les résultats du calcul se trouvent dans le tableau II.1 :

Tableau .II.1 : Evolution de la population des agglomérations :

agglomération	Taux d'accroissement %	2010	2020	2030
Sidi madani	2,7	6222	8340	9529
Oued kerrouche	2,7	6542	8769	10019
total	2,7	12764	17109	19548

Source APC de CHIFFA)

II. 3.Evaluation des débits :

3.1 Généralité

Les quantités des eaux de consommations sont à considérer selon les valeurs des débits de pointe qui conditionnent explicitement les dimensionnements des conduites, les débits seront évalués sur la base des consommations d'eaux globales de l'agglomération observée au jour de la forte consommation de l'année, rapporté à l'unité habitant sur une période de 24 heures.

3.2 .Consommation unitaire et choix de la dotation [1]

La dotation en eau allouée aux horizons considérés est en général en fonction des ressources disponibles, Selon l'ADE de la commue de chiffa, les besoins actuelles sont estimés a 125 l/j/hab. Toute fois pour les besoins futures de notre zone d'étude, ceux-ci sont croissants et peuvent atteindre jusqu'à 150 l/j/hab.

- Dotation pour différentes populations :

- ▀ Ville de moins de 20000 hab : 150 à 200 l/j/hab.
- ▀ 20000 à 100000 hab : 200à300 l/j/hab.
- ▀ 100000 hab : 300 à 350 l/j/hab.

Tableau .II .2 : Répartition de la dotation de la commune actuel et à future :

Horizon	Sidi Madani			oued kerrouche			besoin total
	population (hab)	Dotation (l/j/hab)	besoins (m3/j)	population (hab)	Dotation (l/j/hab)	besoins (m3/j)	
2009	6222	125	777,75	6542	125	817,75	1595,5
2020	8340	150	1251	8769	150	1315,35	2566,35
2025	9529	150	1429,35	10019	150	1502,85	2932,2

3.3. Catégories des besoins en eau :

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

la ville il est nécessaire de se pencher sur différentes catégories de besoins telles que :

- Besoins domestiques
- Besoins scolaires
- Besoins publics

3.4. Calcul du débit moyen journalier actuel (2010) [1]

3.4.1 Besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule ci-dessous :

$$Q_{moy.j} = \frac{q_i N_i}{1000} \quad (m^3 / j) \quad (II - 2)$$

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

q_i : Norme moyenne journalière de la consommation pour chaque groupe (l/j/hab).

N_i : Nombre de consommateurs (hab).

$$Q_{moy.j} = \frac{12764 * 125}{1000} = 1595,5 \quad (m^3 / j) \quad (II - 2)$$

3.4.2. Besoins des équipements :

Les besoins des équipements regroupent tous les besoins tels qu'administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels. Tous les besoins total sont regroupés dans le tableau:

Tableaux .II.3 : Besoins des équipements de sidi Madani & ouedkerrouche

équipements	unité	dotation (l/j/unité)	sidi Madani		oued kerrouche	
			nombre	Qmoy.j (m3/j)	nombre	Qmoy.j (m3/j)
école primaire	élèves	10	800	8	800	8
CEM	élèves	10	750	7,5	700	7
Mosquée	m ²	10	1759,2	17,59	662	6,62
Centre de santé	m ²	10	320	3,2	243	2,43
antenne (APC)	m ²	10	109	3,25	269,5	2,67
PTT	m ²	15	215	3,225		
total				42,765		26,72

Tableaux .II.4 : Le débit moyen de la consommation totale :

	besoin d'équipements	besoin domestique	besoin total
sidi Madani	42,765	777,75	820,515
oued kerrouche	26,72	817,75	844,47

II.4. Etude des variations de la consommation [4]

Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il faut connaître le régime de consommation de l'agglomération qui est utile pour le régime du travail des éléments du système et leur dimensionnement.

La méthode la plus valable pour la détermination du régime de consommation est l'étude en analysant le fonctionnement du système de distribution dans l'agglomération existante. Par analogie avec cette méthode on adopte un régime ou bien un graphique de consommation d'eau pour l'agglomération considérée

4.1. Variation des débits de consommation dans le temps :

Les débits de consommation 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'importance de la ville
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus importante au début de la semaine qu'en week-end.
- Variations horaires qui dépendent du régime de consommation de la population.

4.2. Coefficients d'irrégularité :

4.2.1. Coefficient d'irrégularité maximale ($K_{max,j}$) :

Du fait de l'existence d'une irrégularité de la consommation horaire au cours de la journée, on doit tenir compte de cette variation en déterminant le rapport :

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

Qui exprime de combien le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

La valeur de $K_{max,j}$ varie entre **1,1 et 1,3**.

Le Coefficient d'irrégularité tient compte des gaspillages et des unités éventuelles pouvant être, occasionnées dans le réseau de distribution ,pour pallier à ce problème , nous majorons de 30 % pour en tenir compte. ($K_{max,j}=1,30$).

4.2.2. Coefficient d'irrégularité minimale ($K_{min,j}$) :

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

$$K_{\min,j} = Q_{\min,j} / Q_{\text{moy},j} \dots\dots\dots(\text{II-4})$$

Ce coefficient permet de déterminer le débit minimum journalier envisageant une sous consommation. K_{\min} varie de 0,7 à 0,9.

4.3. Récapitulation des besoins maximale et minimale journalière en eau potable (2010):

Tableau .II.5 : les besoins en eau maximale et minimale journalière des agglomérations :

les centres	Q _{moy,j} (m3/j)	K _{maxj}	Q _{maxj} (m3/j)	K _{minj}	Q _{minj} (m3/j)
Sidi Madani	820,515	1,3	1066,67	0,9	738,463
oued kerrouche	844,47	1,3	1097,811	0,9	760,023
total	1664,985		2164,481		1498,486

4.4. Etude des variations des débits horaires :

4.4.1. 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.

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

$$K_{\max.h} = \alpha_{\max} \cdot B_{\max} \dots\dots\dots(\text{II-5})$$

Avec :

- α_{\max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de 1,2 à 1,4 et dépend du niveau de développement local. On prend $\alpha_{\max} = 1,3$

- β_{\max} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau .II.6 : variation du coefficient $\beta_{\max,h}$

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

Pour notre cas on a un nombre d'habitants pour les deux agglomérations ne presse que les mêmes (6222 et 6542) habitants alors :

On prend $\beta_{\max} = 1,4$
 $K_{\max,h} = \alpha_{\max} \cdot \beta_{\max} = 1,3 \cdot 1,4 = 1,82 \Rightarrow K_{\max.h} = 1,82$

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

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

$$\text{Avec : } K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot B_{min} \dots\dots\dots (II-6)$$

— 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. Pour notre cas on prend $\alpha_{min} = 0,5$.

— B_{min} : coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau .II.7 : variation du coefficient $\beta_{min,h}$

Habitant	<1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6

A partir le tableau : $\beta_{min} = 0,25$

$$K_{min,h} = \alpha_{min} \cdot \beta_{min} = 0,5 \cdot 0,25 = 0,125 \quad \Rightarrow \quad K_{min,h} = 0,125$$

4.4.3. Etude des variations des débits horaires :

Le débit moyen subit non seulement des variations journalières mais aussi des variations horaires.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{moyh} = Q_{max,j} / 24 \quad (m^3/h) \dots\dots\dots (II-7)$$

Avec :

Q_{moyh} : débit moyen horaire (m^3/h)

$Q_{max,j}$: débit maximal journalier (m^3/j)

$$Q_{moyh} = Q_{max,j} / 24$$

4.4.4. Du débit maximum horaire

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante :

$$Q_{max,h} = K_{max,h} \cdot Q_{moy,h} \dots\dots\dots(10)$$

Avec : - $Q_{moy,h}$: débit moyen horaire en m^3/h ;

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

Le résultat du débit moyenne et maximum horaire sont regroupe dans le tableau II.8 :

Tableau .II.8 : débit moyenne et maximum horaire

	Qmoy.h (m3/h)	Kmax.h	Qmax.h (m3/h)
sidi Madani	34,188	1,82	62,222
ouad kerrouche	35,186	1,82	64,039

4.4.5. 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 II.9

Tableau .II.9 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants [1]

Heures (h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rurale
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
07-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	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	5.0	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

Remarque :

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

Pour notre cas on choisie la répartition moins 10001 hab, pour l'année 2009 et la répartition varie entre 10001 et 50000 pour 2025 .donc la partition est indiquée dans le tableau .II.10

Tableau. II.10: Variation des débits horaires actuelle concernant Sidi Madan :

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Q max .j=1066,67m3/J		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1	10,667	1	10,667
01-02	1	10,667	2	21,333
02-03	1	10,667	3	32,000
03-04	1	10,667	4	42,667
04-05	2	21,333	6	64,000
05-06	3	32,000	9	96,000
06-07	5	53,334	14	149,334
07-08	6,5	69,334	20,5	218,667
08-09	6,5	69,334	27	288,001
09-10	5,5	58,667	32,5	346,668
10-11	4,5	48,000	37	394,668
11-12	5,5	58,667	42,5	453,335
12-13	7	74,667	49,5	528,002
13-14	7	74,667	56,5	602,669
14-15	5,5	58,667	62	661,335
15-16	4,5	48,000	66,5	709,336
16-17	5	53,334	71,5	762,669
17-18	6,5	69,334	78	832,003
18-19	6,5	69,334	84,5	901,336
19-20	5	53,334	89,5	954,670
20-21	4,5	48,000	94	1002,670
21-22	3	32,000	97	1034,670
22-23	2	21,333	99	1056,003
23-24	1	10,667	100	1066,670

$$Q_{\max h} = 74,667 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 20,74 \text{ l/s} \quad Q_{\min h} = 10,667 \text{ m}^3/\text{h} \text{ soit } 2,96 \text{ l/s}$$

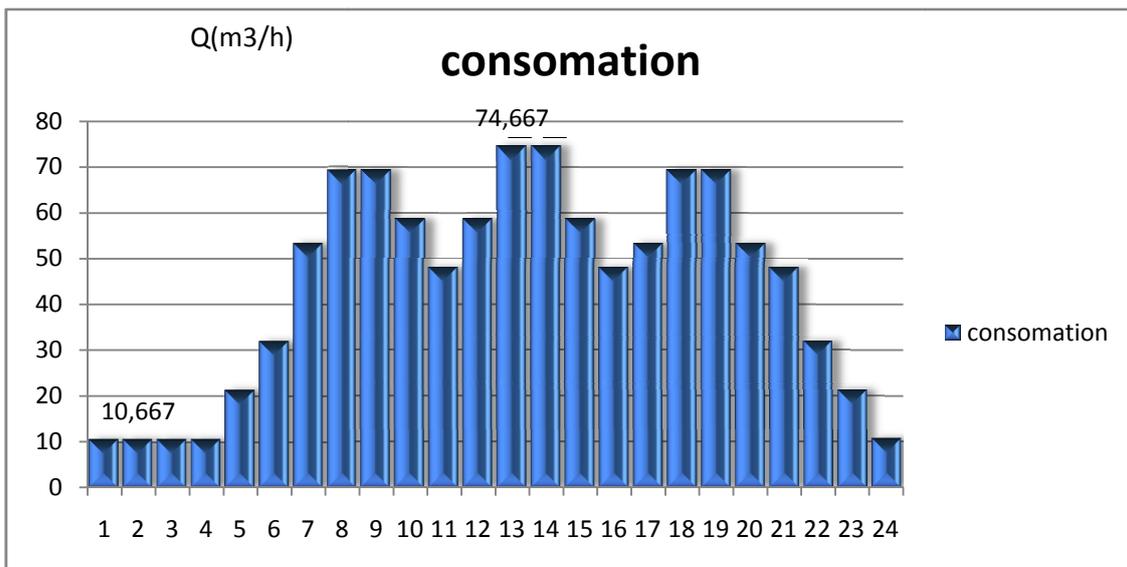


Figure. II.1 : diagramme consommation de centre sidi Madani

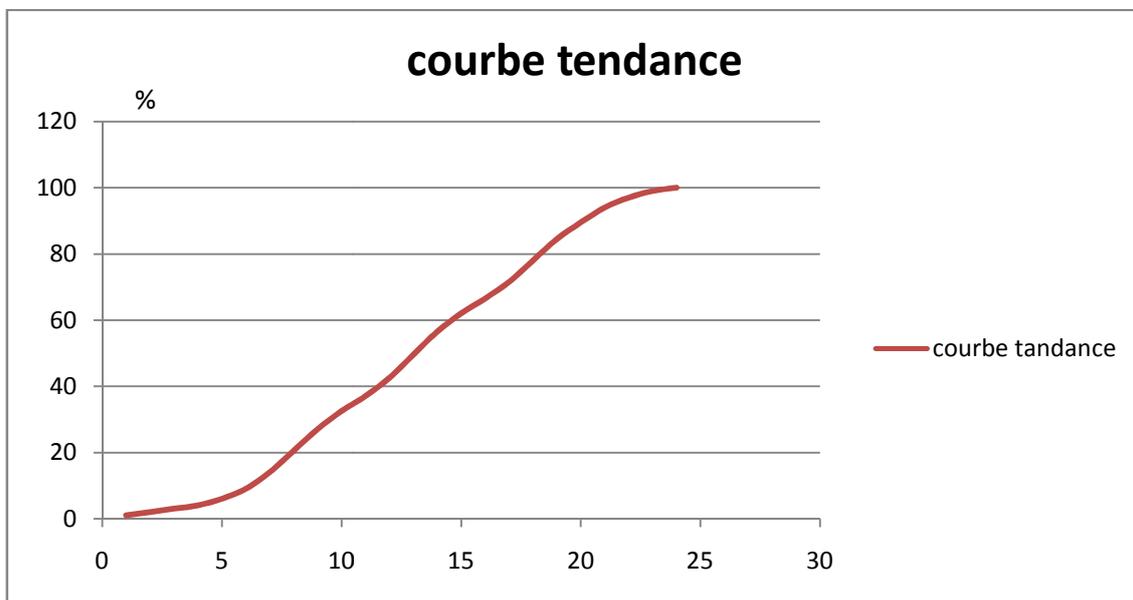


Figure. II.2 : Courbe d'intégration (sidi Madani)

Tableau .II.11 : Variation des débits horaires actuelle concernant oued kerrouch:

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Q max .j=1066,67m3/J		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m3/h	%	m3/h
0-1	1	10,978	1	10,978
01-02	1	10,978	2	21,956
02-03	1	10,978	3	32,934
03-04	1	10,978	4	43,912
04-05	2	21,956	6	65,869
05-06	3	32,934	9	98,803
06-07	5	54,891	14	153,694
07-08	6,5	71,358	20,5	225,051
08-09	6,5	71,358	27	296,409
09-10	5,5	60,380	32,5	356,789
10-11	4,5	49,401	37	406,190
11-12	5,5	60,380	42,5	466,570
12-13	7	76,847	49,5	543,416
13-14	7	76,847	56,5	620,263
14-15	5,5	60,380	62	680,643
15-16	4,5	49,401	66,5	730,044
16-17	5	54,891	71,5	784,935
17-18	6,5	71,358	78	856,293
18-19	6,5	71,358	84,5	927,650
19-20	5	54,891	89,5	982,541
20-21	4,5	49,401	94	1031,942
21-22	3	32,934	97	1064,877
22-23	2	21,956	99	1086,833
23-24	1	10,978	100	1097,811

$Q_{\max h} = 76,847 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 21,34 l/s

$Q_{\min h} = 10,978 \text{ m}^3/\text{h}$ soit 3,05 l/s

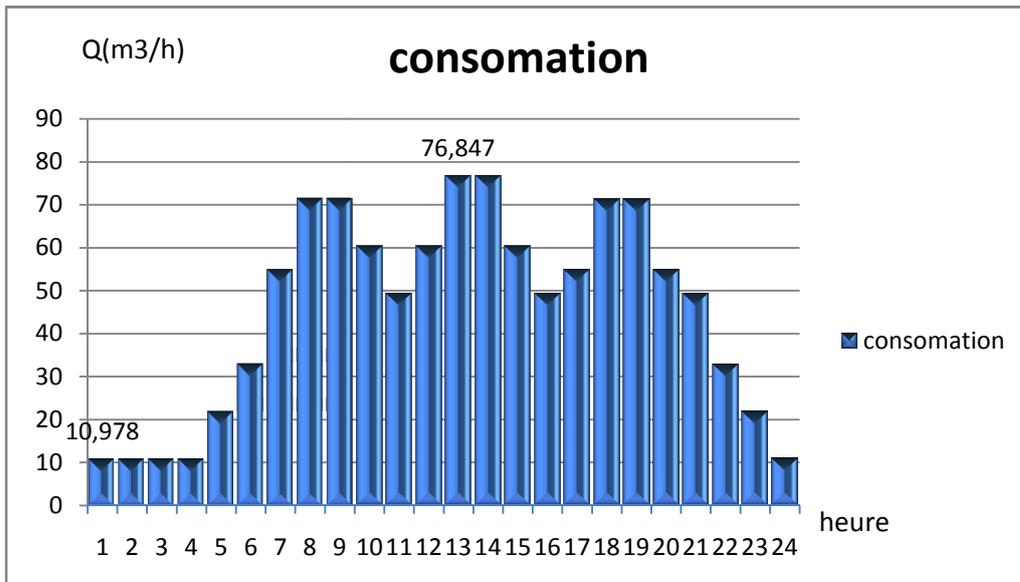


Figure. II.3 : diagramme consommation (oued kerrouche)

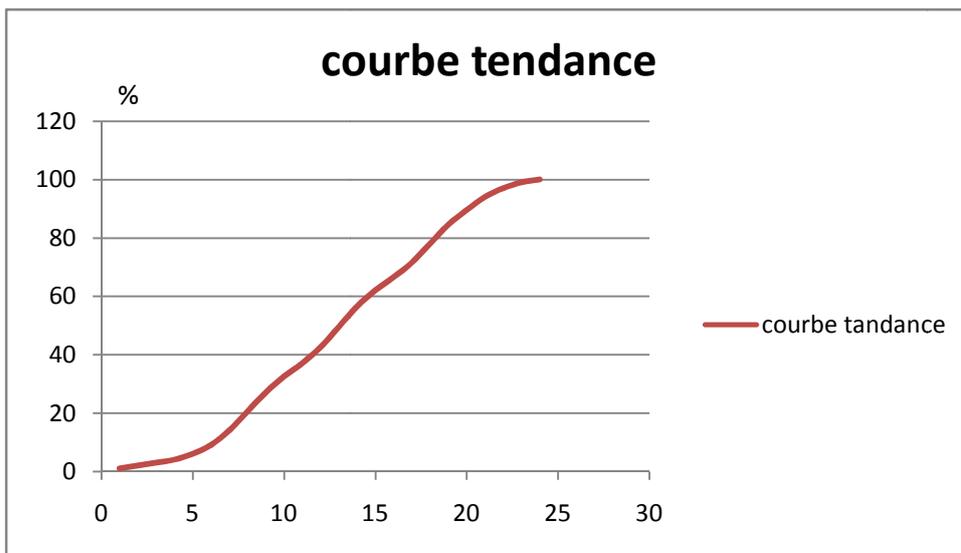


Figure. II.4 : Courbe d'intégration (oued kerrouche)

II.5. Estimation de la population a l'horizon 2025 :

5.1 Calcul des besoins en eau

Notre zone d'étude est actuellement dépourvue d'équipements, mis à part l'existence d'un (STADE, CENTRE COMMERCIAL et d'un CEM), Pour répondre aux besoins de la population future, nous prévoyons la réalisation d'un programme d'équipement qui sera mis au point ultérieurement. Nous allons toujours utiliser les mêmes formules pour les calculs des débits mais seule la dotation va changer car les habitudes de consommation sont changées avec l'évolution de la mentalité et les confort que procure l'évolution technologique. Nous allons récapituler l'ensemble du débit moyen des différents consommateurs de l'horizon (2025) dans le tableau II.12

Tableau .II.12 : Besoins domestiques a l'horizon 2025

Horizon	Population (hab)	Dotation (l/j/hab)	Besoins (m ³ /j)
Sidi Madani	9529	150	1429,35
Oued kerrouche	10019	150	1502,85
total	19548	150	2932,2

5.2. Besoins des équipements en 2025 [1]

Les besoins des équipements regroupent tous les besoins tels qu'administratifs, scolaires, sanitaires, culturels, sportifs et industriels.voir les tableaux (II.13et II.14):

Tableau .II.13: Besoins des équipements de Sidi Madani:

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy.j} (m3/j)
école primaire	800	élèves	10	8
CEM (1+2)	750	élèves	10	7,5
Mosquée	1759,2	m ²	10	17,59
antenne (APC)	109	m ²	10	3,25
Centre de santé	320	m ²	10	3,2
Aire de jeux	7110,2	m ²	15	71,1
PTT	215	m ²	15	2,15
Placette publique	5083	m ²	10	50,83
cimentière	12903,8	m ²	15	129,04

Tableau II.14 : Besoins des équipements de oued kerrouche:

Equipements	Nombre	Unité	Dotation (l/j/unité)	Q _{moy,j} (m ³ /j)
école primaire	800	élèves	10	8
CEM (1)	752	élèves	10	7,52
Mosquée	662	m ²	10	6,62
antenne (APC)	269,5	m ²	10	2,67
Centre de santé	243	m ²	10	2,43
stade	24286	m ²	15	242,86
Garde communal	728,5	m ²	15	7,285
Centre commercial	25	locaux	20	0,5

5.3. Récapitulation des besoins en eau des agglomérations :

Les résultats de calcul sont récapitulés dans Tableau II.15

Tableau II.15 : besoins total en eau des agglomérations

Catégorie des besoins	Q _{moy,j} (m ³ /j)	
	sidi Madani	oued kerrouche
domestiques	1429,35	1502,85
administratif	3,25	9,955
scolaire	15,5	15,52
sanitaires	3,2	2,43
mosquées	17,52	6,62
besoin collectives et industrielles	250,97	243,36
total	1719,79	1780,735

Tableau II.16 : les besoins en eau maximale et minimale journalière des agglomérations :

les villes	Q _{moy,j} (m ³ /j)	K _{maxj}	Q _{maxj} (m ³ /j)	K _{minj}	Q _{minj} (m ³ /j)
Sidi Madani	1719,79	1,3	2235,73	0,9	1547,81
oued kerrouche	1780,74	1,3	2314,96	0,9	1602,66
total	1664,99		4550,68		3150,47

Tableau .II.17 : les débits moyens horaires:

agglomération	Qmaxj (m3/j)	Qmoyh (m3/h)
Sidi Madani	2235,727	93,16
Oued kerrouche	2314,9555	96,456
Total	4550,689	189,6

Tableau. II.18 : Variations des débits horaires de sidi Madani

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Q max .j=2235,727m3/J		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m3/h	%	m3/h
0-01	1	22,357	1	22,36
01-02	1	22,357	2	44,72
02-03	1	22,357	3	67,07
03-04	1	22,357	4	89,43
04-05	2	44,715	6	134,14
05-06	3	67,072	9	201,22
06-07	5	111,786	14	313,00
07-08	6,5	145,322	20,5	458,32
08-09	6,5	145,322	27	603,65
09-10	5,5	122,965	32,5	726,61
10-11	4,5	100,608	37	827,22
11-12	5,5	122,965	42,5	950,18
12-13	7	156,501	49,5	1106,69
13-14	7	156,501	56,5	1263,19
14-15	5,5	122,965	62	1386,15
15-16	4,5	100,608	66,5	1486,76
16-17	5	111,786	71,5	1598,55
17-18	6,5	145,322	78	1743,87
18-19	6,5	145,322	84,5	1889,19
19-20	5	111,786	89,5	2000,98
20-21	4,5	100,608	94	2101,58
21-22	3	67,072	97	2168,66
22-23	2	44,715	99	2213,37
23-24	1	22,357	100	2235,73

$$Q_{\max,h}=156,501 \text{ (m}^3\text{/h)} \text{ et } Q_{\min,h}=22,357 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

- Le graphique de consommation (Fig. II-5).

- La courbe intégrale (Fig. II-6.

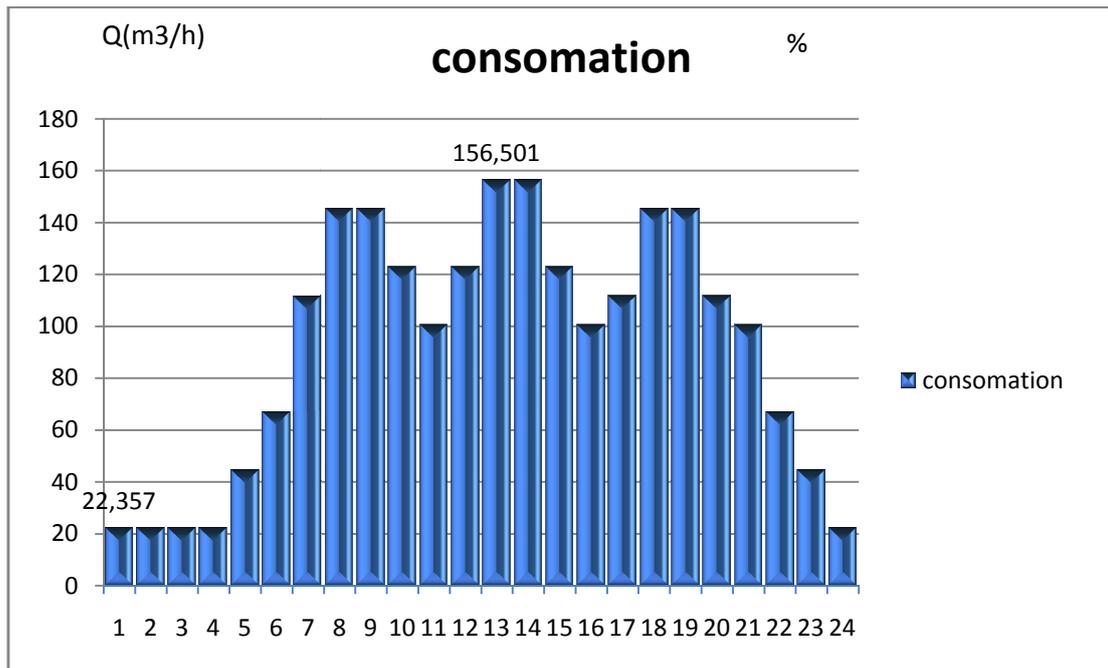


Figure. II.5 : diagramme de consommation (sidi Madani)

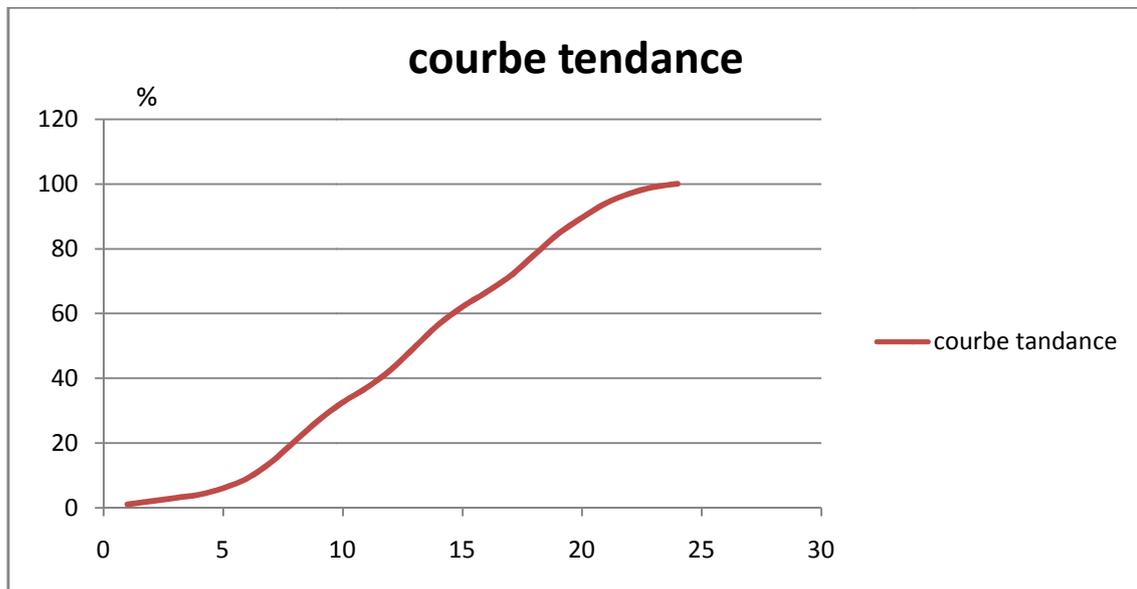


Figure. II.6. Courbe d'intégration (sidi Madani)

Tableau .II.19 : Variations des débits horaires d'oued kerrouche

Heures	Consommation totale		Courbe de la consommation	
	Q max .j=2314,956m3/J		Cumulée (intégrale)	
(h)	%	m3/h	%	m3/h
0-01	1,5	34,724	1,5	34,72
01-02	1,5	34,724	3	69,45
02-03	1,5	34,724	4,5	104,17
03-04	1,5	34,724	6	138,90
04-05	2,5	57,874	8,5	196,77
05-06	3,5	81,023	12	277,80
06-07	4,5	104,173	16,5	381,97
07-08	5,5	127,323	22	509,29
08-09	6,25	144,685	28,25	653,98
09-10	6,25	144,685	34,5	798,66
10-11	6,25	144,685	40,75	943,35
11-12	6,25	144,685	47	1088,03
12-13	5	115,748	52	1203,78
13-14	5	115,748	57	1319,53
14-15	5,5	127,323	62,5	1446,85
15-16	6	138,897	68,5	1585,75
16-17	6	138,897	74,5	1724,64
17-18	5,5	127,323	80	1851,97
18-19	5	115,748	85	1967,71
19-20	4,5	104,173	89,5	2071,89
20-21	4	92,598	93,5	2164,48
21-22	3	69,449	96,5	2233,93
22-23	2	46,299	98,5	2280,23
23-24	1,5	34,724	100	2314,96

$$Q_{\max,h}=144,685 \text{ (m}^3\text{/h)} \text{ et } Q_{\min,h}=34,724 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

- Le graphique de consommation (Fig. II-7).
- La courbe intégrale (Fig. II-8).

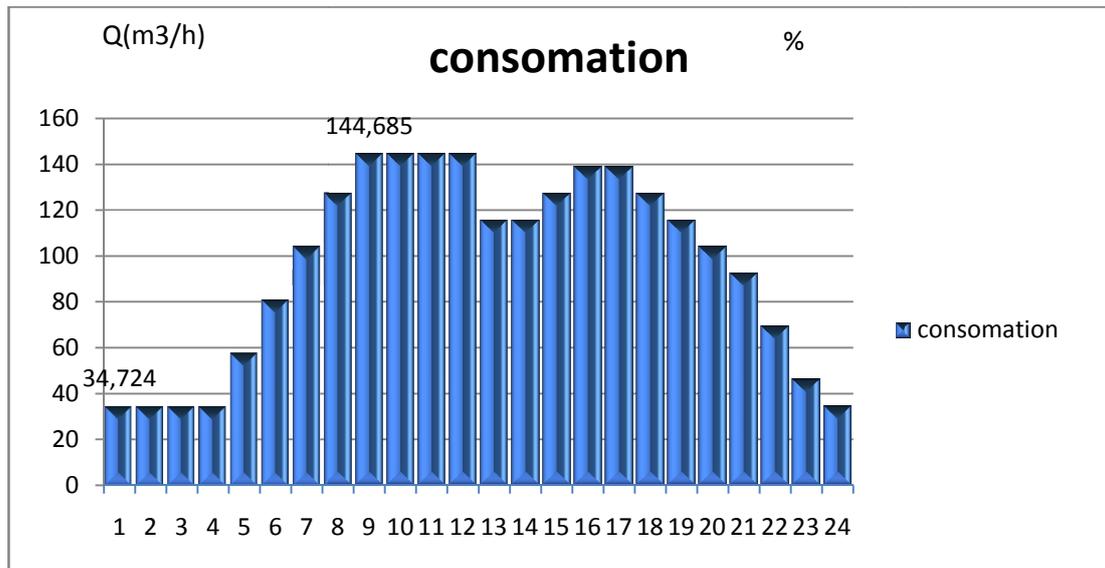


Figure. II.7: diagramme de consommation oued kerrouche

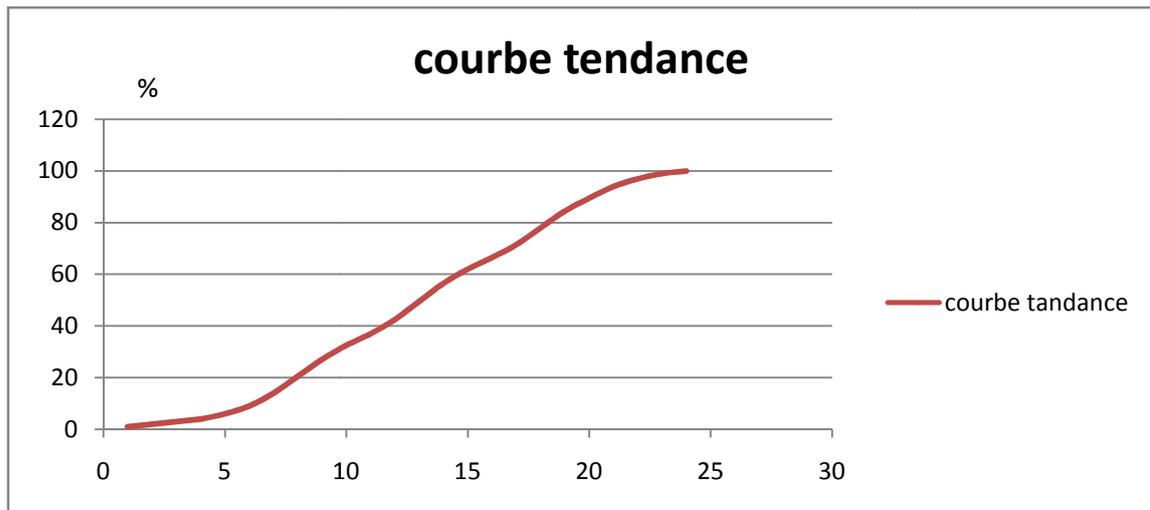


Figure. II.8. Courbe d'intégration (oued kerrouche)

II.6. Détermination des coefficients d'irrégularités maximale et minimale horaires :

C'est le rapport entre le débit maximal ou minimal horaire par rapport au débit moyen horaire.

Les résultats de calcul représentés dans le Tableau II.20 :

Tableau .II.20 : Coefficients d'irrégularités max et min horaire :

	$Q_{\max, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\min, h}$ (m ³ /h)	$Q_{\text{moy}, h}$ (m ³ /h)	$K_{\max, h}$	$K_{\min, h}$
sidi Madani	156,501	22,357	102,961	1,52	0,25
Oued kerrouche	144,685	34,724	95,188	1,52	0,25
total	301,186	57,08	198,149	1,52	0,25

II.7. Bilans :**7.1.1 Bilans de stockage :**

La capacité de stockage disponible est de 1000m³, dans le(tableau II.21) nous estimerons le déficit de stockage

Tableau .II.21 : déficit de stockage

Désignation	2009	2020	2025
Demande moyenne (m ³ /j)	1658,33	2566,35	3500,53
Stockage nécessaire (m ³)	177	202	292
Stockage disponible (m ³)	1000	1000	1000
Déficit (m ³)	-	-	-

D'après le tableau, Le stockage disponible est donc suffisant au delà de 2025.

7.2. Bilans ressources - besoins

Pour connaître si notre débit fourni par le forage existant satisfait les besoins calculés, ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit. Nous avons déjà précisé dans le premier chapitre qua la ville dispose sur (03) forage donnants un débit de 40l/s. Le bilan ressources besoins est représenté dans le tableau :

Tableau. II.22 : Bilans ressources - besoins

Désignation	2009	2020	2025
Production nécessaire (m ³ /j)	1595,5	2566,35	3500,53
Production théorique (m ³ /j)	3456	3456	3456
Déficit (m ³ /j)	-	-	44

D'après ce tableau La production actuelle peut s'avérer suffisante pour satisfaire les besoins en eau de cette localité jusqu'en 2025 ; mais Par conséquence cette source à long terme sera insuffisante .pour ça on propose cherche une autre source, comme exploitation la source naturel **sidi ezzraimi**.

II.8.Conclusion :

L'étude des besoins en eau de l'agglomération de chiffa (sidi Madani-oued kerrouche), n'a peu être faite, qu'après un diagnostic détaillé de l'état des lieux, regroupant tout équipement, habitat et tout aire de consommation d'eau potable existant sur les lieux afin d'arriver à l'estimation des besoins en eau.

En constate que le stockage d'eau dans les réservoirs pour cette ville est suffisant au delà de 2025. La ressource en eau disponible est suffisante pour satisfaire les besoins en eau de ces localités Au delà 2025.

Chapitre III
Analyse de la situation actuelle

Chapitre III

Analyse de la situation actuelle

III.1. Introduction :

Dans ce chapitre, nous allons procéder à une simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **WATERCAD**, en vue de le dimensionner. C'est-à-dire : déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel.

Pour le calcul des dimensions du réseau, il convient de se repérer aux hypothèses les plus défavorables. Les canalisations doivent être dimensionnées à partir du débit de pointe et d'incendie avec une pression de service suffisante, pour les habitations élevées (bâtiments, etc...). Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routent pour chaque tronçon.

Nous avons partagé ce réseau en deux parties : ville de sidi Madani et ville de oued kerrouche

III .2 .Description du logiciel WATER CAD :

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique qui détermine la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, développé par Haestad Methods. Il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel
(La version 8XM).

2.1 Fonction et application :

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples

La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- L'utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau;
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

III.3. Calcul hydraulique du réseau de distribution existant [1]

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

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie

3.1. Débit spécifique :

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

$$Q_{spi} = Q_{pi} / \sum L_i \quad [l/s/m]$$

Avec: Q_{pi} = débit de pointe du secteur « S_i » [L/S].

$\sum L_i$ = somme des longueurs des tronçons du secteur

3.2. Débit en route :

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

$$Q_R = Q_{cons} - \sum Q_{conc} \quad [L/S].$$

Avec :

Q_R : débit en route.

- Q_{cons} : débit de consommation.
- Q_{conc} : débit concentré, dans notre cas. $Q_{conc} = 0$.

3.3. débits aux nœuds (nodaux) :

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

$$Q_{ni} = 0.5 \sum q_r + \sum Q_{comc} \quad [L/S]$$

Où : - Q_{ni} = débit en nœud.

- $\sum Q_{comc}$: Somme des débits concentrés au niveau du nœud considéré : $Q_{comc} = 0$ l/s.
- $\sum q_r$: somme des débits en route des tronçons reliés deux nœuds.

- **Cas de pointe :**

D'après les tableaux de la consommation horaire de notre agglomération on constate que la pointe est entre 12h et 13h

Le résultat des calculs pour le différent débit sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau. III.1 : calculs des différents débits

l'agglomération	Q _{pi} (l/s)	Q _R (l/s)	ΣL _i (m)	Q _s (l/s/ml)
sidi Madani	20,74	20,74	3665,9	0,006
oued kerrouche	21,35	21,35	6378,29	0,0034

Pour le cas de (point +incendie) le calcul se fait de la même manière que le cas précédent mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par le réservoir (17l/s) se trouve aux points les plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°25 au centre sidi Madani et le nœud n°44 au centre oued kerrouche.

Le résultat des calculs pour des débits routes et nœuds pour différents cas résumés dans les tableaux suivants :

Tableau .III.2: Calculs des débits routes et nodaux (sidi Madani) :

sidi Madani						cas point		cas point+incendie	
N° du nœud	Tronçon	Longueur	Q _{Sp}	Q _R	0,5∑ Q _R	Q _{conc}	Q _{nod}	Q _{conc}	Q _{nod}
		m	l/s/ml	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
J-1	P-1	110,91	0,006	0,665	0,607	0	0,607	0	0,607
	P-5	91,41		0,548					
J-2	P-1	110,91		0,665	0,775	0	0,775	0	0,775
	P-2	147,54		0,885					
J-3	P-2	147,54		0,885	0,557	0	0,557	0	0,557
	P-3	38,06		0,228					
J-4	P-3	38,06		0,228	0,927	0	0,927	0	0,927
	P-4	219,27		1,316					
	P-6	51,77		0,311					
J-5	P-4	219,27		1,316	1,043	0	1,043	0	1,043
	P-5	91,41		0,548					
	P-16	37,08		0,222					
J-6	P-6	51,77		0,311	0,699	0	0,699	0	0,699
	P-7	66,48		0,399					
	P-36	114,65		0,688					
J-7	P-7	66,48	0,399	0,693	0	0,693	0	0,693	
	P-8	104,2	0,625						
	P-35	60,18	0,361						
J-8	P-8	104,2	0,625	0,866	0	0,866	0	0,866	
	P-9	124,8	0,749						
	P-34	59,64	0,358						
J-9	P-9	124,8	0,749	0,658	0	0,658	0	0,658	
	P-10	42,74	0,256						
	P-15	51,88	0,311						
J-10	P-10	42,74	0,256	0,695	0	0,695	0	0,695	
	P-11	151,91	0,911						
	P-16	37,08	0,222						
J-11	P-11	151,91	0,911	0,76	0	0,76	0	0,76	
	P-12	54,32	0,326						
	P-17	47,24	0,283						
J-12	P-12	54,32	0,326	0,666	0	0,666	0	0,666	
	P-13	40,77	0,245						
	P-22	126,98	0,762						
J-13	P-13	40,77	0,245	0,627	0	0,627	0	0,627	
	P-14	39,62	0,238						
	P-21	128,65	0,772						
J-14	P-14	39,62	0,238	0,657	0	0,657	0	0,657	
	P-15	51,88	0,311						
	P-32	127,42	0,765						
J-15	P-17	47,24	0,283	0,773	0	0,773	0	0,773	
	P-18	210,54	1,263						

Suite le tableau .III.2

sidi Madani						cas point		cas point+incendie	
N° du nœud	Fronçon	Longueur	Q _{Sp}	Q _R	0,5∑ Q _R	Q _{conc}	Q _{nod}	Q _{conc}	Q _{nod}
		m	l/s/ml	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
J-16	P-18	210,54	0,006	1,263	1,349	0	1,349	0	1,349
	P-19	22,8		0,137					
	P-27	216,29		1,298					
J-17	P-19	22,8		0,137	0,584	0	0,584	0	0,584
	P-20	44,94		0,27					
	P-22	126,98		0,762					
J-18	P-20	44,94		0,27	0,585	0	0,585	0	0,585
	P-21	128,65		0,772					
	P-29	21,36		0,128					
J-19	P-24	82,24		0,493	0,423	0	0,423	0	0,423
	P-30	37,85		0,227					
	P-33	20,99		0,126					
J-20	P-24	82,24		0,493	0,473	0	0,473	0	0,473
	P-25	15,27		0,092					
	P-35	60,18		0,361					
J-21	P-25	15,27		0,092	0,405	0	0,405	0	0,405
	P-28	106,59		0,64					
	P-43	13,24		0,079					
J-22	P-27	216,29		1,298	1,293	0	1,293	0	1,293
	P-42	93,84		0,563					
	P-44	120,92		0,726					
J-23	P-28	106,59		0,64	0,497	0	0,497	0	0,497
	P-29	21,36		0,128					
	P-30	37,85		0,227					
J-24	P-32	127,42		0,765	0,624	0	0,624	0	0,624
	P-33	20,99		0,126					
	P-34	59,64		0,358					
J-25	P-36	114,65		0,688	0,969	0	0,969	17	17,969
	P-37	84,04		0,504					
	P-45	124,3		0,746					
J-26	P-37	84,04	0,504	0,903	0	0,903	0	0,903	
	P-38	143,12	0,859						
	P-41	73,83	0,443						
J-27	P-38	143,12	0,859	0,787	0	0,787	0	0,787	
	P-39	119,14	0,715						
J-28	P-39	119,14	0,715	0,589	0	0,589	0	0,589	
	P-40	77,08	0,462						
J-29	P-40	77,08	0,462	0,734	0	0,734	0	0,734	
	P-41	73,83	0,443						
	P-42	93,84	0,563						
J-30	P-43	13,24	0,079	0,775	0	0,775	0	0,775	
	P-44	120,92	0,726						
	P-45	124,3	0,746						

Tableau .III.3: Calculs des débits routes et débits nodaux (oued kerrouch) :

oued kerrouche					cas point		cas point+incendie		
N° du nœud	Tronçon	Longueur	Q _{sp}	Q _R	0,5∑ Q _R	Q _{coc}	Q _{nord}	Q _{onc}	Q _{nod}
		m	l/s/ml	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
J-31	P-46	96,14	0,0034	0,3269	0,577	0	0,577	0	0,577
	P-81	243,16		0,827					
J-32	P-46	96,14		0,327	0,372	0	0,372	0	0,372
	P-47	74,5		0,253					
	P-77	48,08		0,163					
J-33	P-47	74,5		0,253	0,81	0	0,81	0	0,81
	P-48	68,57		0,233					
	P-75	333,69		1,135					
J-34	P-48	68,57		0,233	1,171	0	1,171	0	1,171
	P-49	396,8		1,349					
	P-55	223,52		0,76					
J-35	P-49	396,8		1,349	1,146	0	1,146	0	1,146
	P-50	103,6		0,352					
	P-72	173,71		0,591					
J-36	P-50	103,6		0,352	0,636	0	0,636	0	0,636
	P-51	96		0,326					
	P-71	174,59		0,594					
J-37	P-51	96		0,326	0,899	0	0,899	0	0,899
	P-52	174,89		0,595					
	P-82	257,73		0,876					
J-38	P-52	174,89		0,595	0,9	0	0,9	0	0,9
	P-53	100,35		0,341					
	P-56	125,72		0,427					
	P-68	128,45		0,437					
J-39	P-71	174,59	0,594	0,884	0	0,884	0	0,884	
	P-74	70,31	0,239						
	P-53	100,35	0,341						
	P-52	174,89	0,595						
J-40	P-54	104,21	0,354	0,852	0	0,852	0	0,852	
	P-55	223,52	0,76						
	P-72	173,71	0,591						
J-41	P-56	125,72	0,427	0,591		0,591	0	0,591	
	P-57	222,17	0,755						
J-42	P-57	222,17	0,755	0,536	0	0,536	0	0,536	
	P-58	63,81	0,217						
	P-66	29,28	0,1						
J-43	P-58	63,81	0,217	0,488	0	0,488	0	0,488	
	P-59	223,2	0,759						
J-44	P-59	223,2	0,759	0,569	0	0,569	17	17,569	
	P-60	111,22	0,378						

Suite le tableau .III.3 :

oued kerrouche						cas point		cas point+incendie	
N° du nœud	Tronçon	Longueur	Q _{sp}	Q _R	0,5∑ Q _R	Q _{coc}	Q _{nord}	Q _{onc}	Q _{nod}
		m	l/s/ml	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s	l/s
J-45	P-60	111,22	0,0034	0,378	0,769	0	0,769	0	0,769
	P-61	112,63		0,383					
	P-67	228,3		0,776					
J-46	P-61	112,63		0,383	0,923	0	0,923	0	0,923
	P-62	252,12		0,857					
	P-80	178,11		0,606					
J-47	P-62	252,12		0,857	0,967	0	0,967	0	0,967
	P-63	73,36		0,249					
	P-81	243,16		0,827					
J-48	P-63	73,36		0,249	0,766	0	0,766	0	0,766
	P-64	253,29		0,861					
	P-78	124,11		0,422					
J-49	P-79	81,36		0,277	1,088	0	1,088	0	1,088
	P-80	178,11		0,606					
	P-64	253,29		0,861					
	P-65	127,13		0,432					
J-50	P-65	127,13		0,432	0,654	0	0,654	0	0,654
	P-66	29,28		0,1					
	P-67	228,3		0,776					
J-51	P-68	128,45		0,437	0,521	0	0,521	0	0,521
	P-69	96,75		0,329					
	P-79	81,36		0,277					
J-52	P-69	96,75		0,329	0,742	0	0,742	0	0,742
	P-73	60,31		0,205					
	P-76	279,64		0,951					
J-53	P-73	60,31		0,205	0,789	0	0,789	0	0,789
	P-74	70,31		0,239					
	P-75	333,69		1,135					
J-54	P-76	279,64	0,951	0,768	0	0,768	0	0,768	
	P-77	48,08	0,163						
	P-78	124,11	0,422						
J-55	P-82	257,73	0,876	1,221	0	1,221	0	1,221	
	P-83	186,17	0,633						
	P-86	274,59	0,934						
J-56	P-83	186,17	0,633	0,773	0	0,773	0	0,773	
	P-84	268,35	0,912						
J-57	P-84	268,35	0,912	0,691	0	0,691	0	0,691	
	P-85	138,37	0,47						
J-58	P-85	138,37	0,47	0,702	0	0,702	0	0,702	
	P-86	274,59	0,934						

III.4. Modélisation du réseau actuel et résultats :**4.1. Cas de pointe :****Tableau .III.4 :** Résultat de la simulation sur les nœuds concerne (Sidi Madani) :

N° des nœuds	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge Hydraulique (m)	Pression (m H2O)	Observation
J-1	184	0,61	201,11	17,1	Insuffisante
J-2	189,83	0,78	200,12	10,3	Faible
J-3	192,25	0,56	199,03	6,8	Faible
J-4	191	0,93	198,78	7,8	Faible
J-5	181,31	1,04	199,36	18	Insuffisante
J-6	193	0,7	197,9	1,9	Faible
J-7	192,28	0,69	197,68	5,4	Faible
J-8	188	0,87	197,6	9,6	Insuffisante
J-9	183,86	0,66	197,91	14	Faible
J-10	181	0,69	198,83	17,8	Insuffisante
J-11	176	0,76	197,77	21,7	Acceptable
J-12	178	0,67	197,66	19,6	Acceptable
J-13	180,88	0,63	197,66	16,7	Insuffisante
J-14	182,11	0,66	197,66	15,5	Insuffisante
J-15	174,01	0,77	197,71	23,7	Acceptable
J-16	180,37	1,35	197,57	17,2	Insuffisante
J-17	181,61	0,58	197,57	15,9	Insuffisante
J-18	184	0,59	197,57	13,5	Insuffisante
J-19	186,67	0,42	197,54	10,9	Insuffisante
J-20	187,94	0,47	197,55	9,6	Faible
J-21	187,03	0,4	197,53	10,5	Insuffisante
J-22	181,72	1,29	197,34	15,6	Insuffisante
J-23	185,42	0,5	197,54	12,1	Insuffisante
J-24	186,08	0,62	197,55	11,4	Insuffisante
J-25	193.1	0,97	197,36	3,4	Faible
J-26	192,24	0,9	197,14	4,9	Faible
J-27	191	0,79	197,03	6	Faible
J-28	184,13	0,59	197,05	12,9	Insuffisante
J-29	184,6	0,73	197,19	12,6	Insuffisante
J-30	184	0,78	197,48	13,5	Insuffisante

Tableau .III.5 : Résultat de la simulation sur les nœuds concerne (oued kerrouche)

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge Hydraulique (m)	Pression (m H2O)	Observation
J-31	166,55	0,58	199,47	32,8	Acceptable
J-32	165,55	0,37	199,4	33,8	Acceptable
J-33	167,1	0,81	199,31	32,1	Acceptable
J-34	166,49	1,17	199,25	32,7	Acceptable
J-35	167,75	1,15	198,99	31,2	Acceptable
J-36	169,98	0,64	198,94	28,9	Acceptable
J-37	171,93	0,9	198,9	26,9	Acceptable
J-38	173,78	0,9	198,89	25,1	Acceptable
J-39	172,86	0,88	198,89	26	Acceptable
J-40	170,68	0,85	198,91	28,2	Acceptable
J-41	175,25	0,59	198,88	23,6	Acceptable
J-42	180,82	0,54	198,87	18	Insuffisante
J-43	182,04	0,49	198,22	16,1	Insuffisante
J-44	184,45	0,57	198,16	13,7	Insuffisante
J-45	183,62	0,77	198,33	14,7	Insuffisante
J-46	181,12	0,92	198,84	17,7	Insuffisante
J-47	175,17	0,97	198,86	23,6	Acceptable
J-48	173,26	0,77	198,86	25,6	Acceptable
J-49	177,99	1,09	198,85	20,8	Acceptable
J-50	182,4	0,65	198,73	16,3	Insuffisante
J-51	176,95	0,52	198,86	21,9	Acceptable
J-52	174,9	0,74	199,07	24,1	Acceptable
J-53	173,92	0,79	199,05	25,1	Acceptable
J-54	170,2	0,77	199,07	28,8	Acceptable
J-55	174,76	1,22	198,88	24,1	Acceptable
J-56	172,3	0,77	198,68	26,3	Acceptable
J-57	174,5	0,69	198,59	24	Acceptable
J-58	177,71	0,7	198,59	20,8	Acceptable

remarque : il convient de souligner que les pressions dans un réseau de distribution ne doivent être supérieures à 6 bars, pour les pressions minimales selon le cas mais il est préférable qu'elles ne doivent être inférieures à 2 bars dans notre cas, nous remarquons qu'il ya une partie de la ville de **sidi Madani** qui ne reçoit pas de l'eau d'une manière convenable, mais nous n'avons pas signalé des dépressions et les pression insuffisantes on peut les accepté car nous avons dans la région, du à la déférence d'altitude entre les habitations et le réservoir (habitations très élevées).

Tableau. III.6 : Résultat de la simulation sur les conduites concerne (sidi Madani) :

N° des conduites	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge m/km
P-1	J-1	J-2	110,91	110	8,5	0,89	8,866
P-2	J-2	J-3	147,54	110	7,73	0,81	7,428
P-3	J-3	J-4	38,06	110	7,17	0,75	6,466
P-4	J-4	J-5	219,27	60	-0,89	0,32	2,62
P-5	J-5	J-1	91,41	110	-12,89	1,36	19,155
P-6	J-4	J-6	51,77	90	7,14	1,12	17,038
P-7	J-6	J-7	66,48	110	5,04	0,53	3,373
P-8	J-7	J-8	104,2	60	0,46	0,16	0,754
P-9	J-8	J-9	124,8	60	-0,87	0,31	2,517
P-10	J-9	J-10	42,74	60	-2,79	0,99	21,517
P-11	J-10	J-11	151,91	110	7,47	0,79	6,974
P-12	J-11	J-12	54,32	110	3,81	0,4	2,001
P-13	J-12	J-13	40,77	110	0,94	0,1	0,15
P-14	J-13	J-14	39,62	90	-0,11	0,02	0,008
P-15	J-14	J-9	51,88	60	-1,25	0,44	4,902
P-16	J-10	J-5	37,08	110	-10,95	1,15	14,167
P-17	J-11	J-15	47,24	110	2,9	0,31	1,211
P-18	J-15	J-16	210,54	110	2,13	0,22	0,683
P-19	J-16	J-17	22,8	200	-0,83	0,03	0,007
P-20	J-17	J-18	44,94	200	0,79	0,03	0,006
P-21	J-18	J-13	128,65	60	-0,43	0,15	0,67
P-22	J-17	J-12	126,98	110	-2,2	0,23	0,725
P-24	J-19	J-20	82,24	60	-0,15	0,05	0,093
P-25	J-20	J-21	15,27	110	3,27	0,34	1,516
P-27	J-22	J-16	216,29	90	-1,61	0,25	1,079
P-28	J-21	J-23	106,59	60	-0,18	0,06	0,135
P-29	J-23	J-18	21,36	60	-0,63	0,22	1,372
P-30	J-19	J-23	37,85	50	0,05	0,02	0,028
P-32	J-14	J-24	127,42	60	0,48	0,17	0,835
P-33	J-24	J-19	20,99	60	0,32	0,11	0,398
P-34	J-8	J-24	59,64	60	0,46	0,16	0,78
P-35	J-7	J-20	60,18	110	3,9	0,41	2,09
P-36	J-6	J-25	114,65	63	1,39	0,45	4,691
P-37	J-25	J-26	84,04	63	1,01	0,32	2,591
P-38	J-26	J-27	143,12	63	0,55	0,18	0,832
P-39	J-27	J-28	119,14	63	-0,24	0,08	0,181
P-40	J-28	J-29	77,08	63	-0,83	0,27	1,797
P-41	J-29	J-26	73,83	63	0,44	0,14	0,556
P-42	J-29	J-22	93,84	90	-2	0,31	1,62
P-43	J-21	J-30	13,24	90	3,05	0,48	3,531
P-44	J-30	J-22	120,92	90	1,69	0,27	1,18
P-45	J-25	J-30	124,3	63	-0,59	0,19	0,949

Tableau. III.7 : Résultat de la simulation sur les conduites concerne (oued kerrouche) :

N° des conduites	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge m/km
P-46	J-31	J-32	96,14	250	18,7	0,38	0,7
P-47	J-32	J-33	74,5	200	13,99	0,45	1,213
P-48	J-33	J-34	68,57	200	11,84	0,38	0,89
P-49	J-34	J-35	396,8	200	10	0,32	0,651
P-50	J-35	J-36	103,6	200	8,5	0,27	0,482
P-51	J-36	J-37	96	200	7,6	0,24	0,392
P-52	J-37	J-38	174,89	200	3,32	0,11	0,084
P-53	J-38	J-39	100,35	90	-0,36	0,06	0,069
P-54	J-39	J-40	104,21	60	-0,17	0,06	0,122
P-55	J-40	J-34	223,52	60	-0,67	0,24	1,525
P-56	J-38	J-41	125,72	200	2,55	0,08	0,052
P-57	J-41	J-42	222,17	200	1,96	0,06	0,032
P-58	J-42	J-43	63,81	40	0,64	0,51	10,276
P-59	J-43	J-44	223,2	50	0,16	0,08	0,25
P-60	J-44	J-45	111,22	50	-0,41	0,21	1,528
P-61	J-45	J-46	112,63	50	-0,74	0,38	4,483
P-62	J-46	J-47	252,12	150	-1,62	0,09	0,091
P-63	J-47	J-48	73,36	90	-0,06	0,01	0,003
P-64	J-48	J-49	253,29	150	1,24	0,07	0,055
P-65	J-49	J-50	127,13	50	0,32	0,16	0,927
P-66	J-50	J-42	29,28	50	-0,78	0,4	4,963
P-67	J-50	J-45	228,3	50	0,44	0,23	1,736
P-68	J-38	J-51	128,45	60	0,23	0,08	0,211
P-69	J-51	J-52	96,75	50	-0,5	0,25	2,145
P-71	J-39	J-36	174,59	60	-0,26	0,09	0,261
P-72	J-40	J-35	173,71	60	-0,36	0,13	0,476
P-73	J-52	J-53	60,31	60	0,27	0,09	0,277
P-74	J-53	J-39	70,31	60	0,82	0,29	2,231
P-75	J-53	J-33	333,69	90	-1,34	0,21	0,773
P-76	J-52	J-54	279,64	200	-1,5	0,05	0,019
P-77	J-54	J-32	48,08	90	-4,34	0,68	6,78
P-78	J-48	J-54	124,11	90	-2,07	0,32	1,716
P-79	J-51	J-49	81,36	60	0,2	0,07	0,171
P-80	J-49	J-46	178,11	40	0,04	0,03	0,052
P-81	J-47	J-31	243,16	90	-2,53	0,4	2,494
P-82	J-37	J-55	257,73	200	3,39	0,11	0,088
P-83	J-55	J-56	186,17	90	1,62	0,25	1,089
P-84	J-56	J-57	268,35	90	0,84	0,13	0,327
P-85	J-57	J-58	138,37	90	0,15	0,02	0,014
P-86	J-58	J-55	274,59	60	-0,55	0,19	1,065
P-87	T-1	J-1	675,04	200	21,99	0,7	2,803
P-88	T-1	J-31	1 281,24	200	21,8	0,69	2,759

III.4.2. Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie

Dans le cas de pointe plus incendie nous avons signalé beaucoup d'insuffisances hydrauliques au niveau de notre réseau car nous avons une augmentation du débit demandé à chaque nœuds défavorable (17 l/s), ce qui provoque une augmentation des cas de dépression et des vitesses très élevées dans quelques tronçons.

Le réseau dans certains tronçons (représentée par la couleur rouge) présente des vitesses très élevée. Tandis que Les nœuds en bleu foncé ont des pressions inférieures à 20 m.c.e y ont compris les pressions inférieures à 1 bar.

Les résultats de calcul du réseau pendant l'heure de pointe et incendie seront représentées par le schéma suivant :

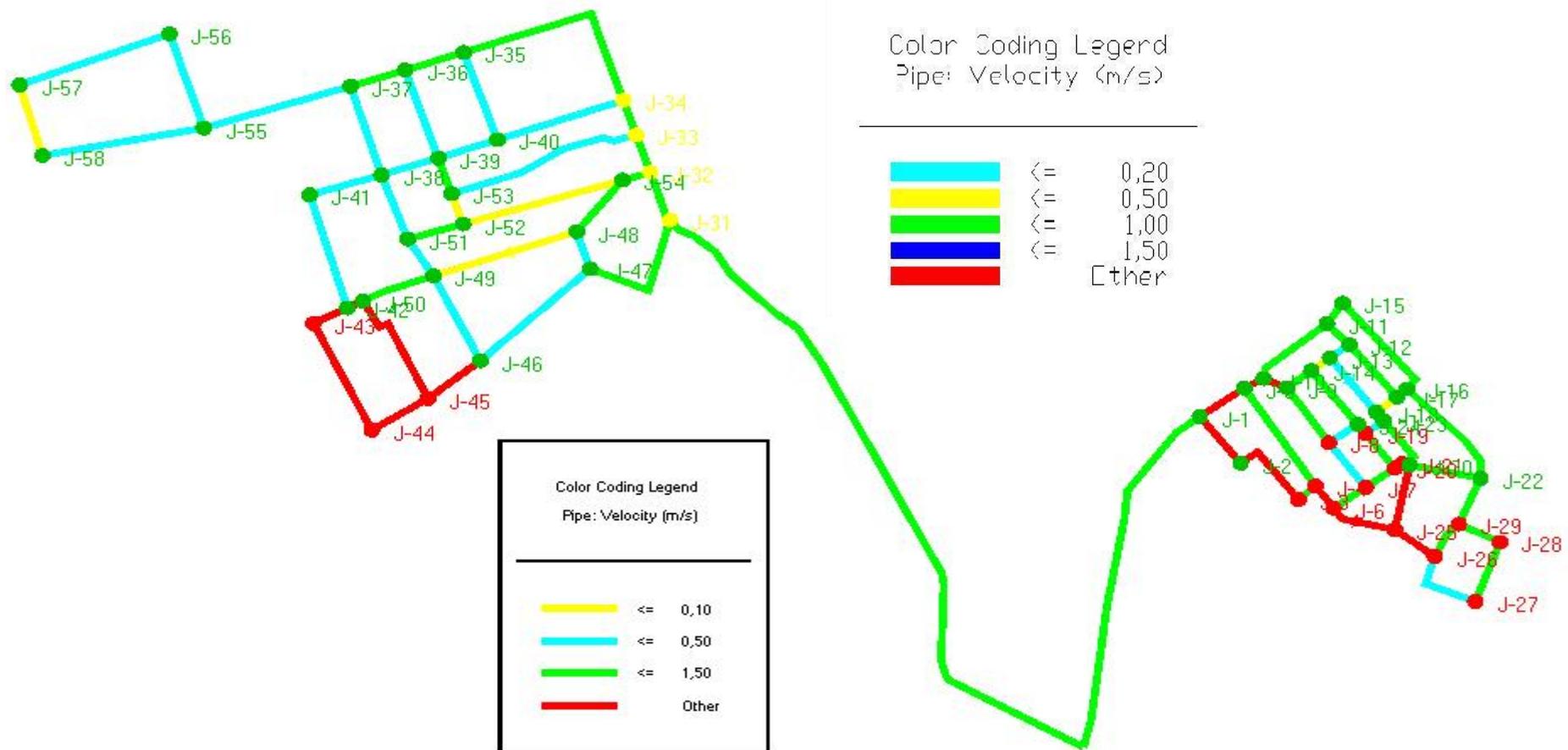


Figure III.3 : Schéma de réseau actuel (cas d'incendie)

III.5. diagnostic de la situation actuelle (2010) :**5.1. Constat :**

Le réseau d'alimentation de notre agglomération présente un certain déséquilibre du point de vue vitesse, pression et perte de charge, toute la ville souffre du manque d'eau. Cette constatation a été vérifiée sur terrain et cela en présence du subdivisionnaire de l'Hydraulique. Les résultats obtenus après simulation s'avèrent exacte.

5.2. Interprétation des résultats :

1- Pendant l'heure de pointe / Les résultats des pressions obtenus sont favorables c'est-à-dire qu'ils sont dans la norme, entre 1 bar et 6 bars. Néanmoins dans certains nœuds la où la cote est élevée, la pression inférieure 1 bars, comme les nœuds (J-3 ; J-4 ; J-6 ; J-7 ; J-8 ; J-25 ; J-26 ; J-27)

2- les tuyaux (1, 2, 3, 5, 6, 10, 11, 16, 58) ont une perte de charge unitaire élevée qui dépasse la perte de charge admissible (la perte de charge admissible est de 2 à 3 m/km) malgré que le réseau soit maillé. Ce sont ces tronçons qui causent d'énormes problèmes au réseau. Plus la perte de charge est grande dans un tronçon, plus la pression devient faible.

3- Les vitesses dans le réseau d'alimentation en eau potable sont très faibles, sachant que la vitesse admissible dans un tronçon est entre 0.5m/s à 1.5m/s, les vitesses dans ces tronçons sont comprises entre 0.1m/s jusqu'à 1,36m/s et voir même une vitesse de 0.01m/s.

4- Le réseau est incapable d'assurer le débit incendie. La plupart du réseau sera en dépression.

5- La dénivèle entre le réservoir de $2 \times 500 \text{ m}^3$ qui a une cote de radier de 202 m et différents nœuds ne dépassé pas 20 m, donc le réseau non équipée aucun réducteur de pression.

6- les tuyaux cités précédemment ont une perte de charge élevée à cause de petit diamètre utilisée.

7- De gros diamètres qui distribuent de petit diamètres et ces derniers distribuent à leur tour dans de gros diamètre.

8- La chloration est le procédé de désinfection de l'eau le plus couramment utilisée dans la plupart des pays. Il est peu onéreux et détruit de nombreux micro-organismes. C'est un désinfectant qui garantit le maintien de la qualité de l'eau distribuée et prévient la formation et le développement de germes pathogènes lors de son transport dans les canalisations. La quantité de chlore ajoutée est très faible, de l'ordre de 0,3 mg/l qui correspond à une goutte dans 1 m^3 d'eau.

Dans ce réseau, on remarque que les concentrations sont un peu faibles. Néanmoins dans certains tronçons la concentration est presque nulle, ce qui peut provoquer des maladies telles que le choléra, la fièvre typhoïde ou la dysenterie

III.6. Conclusion :

Nous allons voir que plus de 60% de tronçons dans le réseau a un diamètre inférieur 90mm ce qui constant que une grande perte de charge dans le réseau qui provoque une chute de pression importante alors nous avons vu des vitesses faibles dans le réseau.

On a des bâtiments d'étage (R+4) qui demande une pression de service $H_b=10+n \times 4=26$ m de H₂O.

Donc La majorité des nœuds sont en faible pression, et même avec la renforce de réseau par nouveau diamètres on n'a pas arrive équilibrer le réseau, donc toutes les villes souffrent du manque d'eau.

Alors tout ces problèmes sont dues a un sous dimensionnement du réseau existant et nous allons prévoir des solutions dans le prochaine chapitre.

Chapitre IV
Diagnostic et recommandation

Chapitre IV

Diagnostic et recommandation

IV.1.Introduction :

Afin d'améliorer la desserte en eau des abonnés, et d'éviter les risques de manque d'eau et de chute de pression en période de pointe, nous préconisons les travaux prioritaires (le renforcement d'une partie du réseau).

IV.2.Programme des travaux :

Après les chutes des pressions et les faibles vitesses signalées dans cette région nous préconisons les travaux suivant :

En plus, le système d'alimentation en eau potable existant possède une **station de reprise** au lieu dit **Bezzar**, elle est à l'arrêt et à l'abondant depuis long temps , elle n'a fonctionne que pendant un mois environ selon l'information recueillie auprès des anciens agents d'exploitation du réseau d'AEP de la zone d'étude (ça date de réalisation remonte au début des années 90).l'arrêt de la station avait pour cause, un problème au niveau des deux réservoirs jumelée $2 \times 500\text{m}^3$ **ezzraimi**, qui était des fuites au niveau des deux réservoirs (problème étanchéité).

IV.3. propositions :

A partir l'information recueillie auprès des anciens agents d'exploitation du réseau nous préconisons exploite les ouvrage existant (**réservoirs ezzraimi- station de bezar**) .on renforce le réseau par une adduction qui refoule l'eau à partir la station vers le réservoir de **ezzraimi** à une altitude de 290m.

Les opérations d'inspection et d'entretient qui doivent être effectuée au niveau du réseau sont :

3.1. Travaux concernant les réservoirs (étanchéité) : [11]

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité.

- Reprise la peinture avec une peinture contre l'humidité.
- Reprise de la vitrerie des ouvertures brisées.
- Elimination des tracés d'humidité sur les parements extérieurs par brossage.
- Rétablissement du système d'évaluation des eaux pluviales et mètre en place des descentes d'eau pour éviter un ruissellement sur les parois.

Autres recommandations:

Les réservoirs sont des ouvrages nécessitant des interventions régulières (opérations courantes de Surveillance et d'entretien, nettoyage).

a) opération de surveillances :

- Aération : devront être conçus pour éviter l'introduction de la pollution dans le réservoir.
- Trop plein et vidange : fonctionnement et étanchéité.
- Etat des conduites et robinetterie.
- Contrôle des pertes d'eau de l'appareillage de mesure.

b) opération de nettoyage :

Les opérations de nettoyage- désinfection des réservoirs comportent les diverses phases suivantes :

- Nettoyage proprement dit : soit par brossage raclage manuel (pour les petits réservoirs) soit par voie chimique, en utilisant les produits ayant un pouvoir dissolvant vis-à-vis des dépôts afin de faciliter le nettoyage du réservoir, ces produits sont pulvérisés à basse pression sur les parties du réservoir en contact avec l'eau, ils comportent le plus souvent un produit désinfection.

Décapage des dépôts et rinçage des parois des poteaux et du radier eau jet sous pression, en prenant de ne pas détériorer les revêtements éventuels

Après l'entretien de réservoir nous avons vérifié la capacité de stockage :

3.1.1. Estimation des capacités des réservoirs ezzraimi : [11]

La capacité de ce réservoir est calculée pour le stockage de l'eau pendant les vingt heures de fonctionnement de la station de reprise (remplissage) et sa restitution progressive pendant les quatre heures de son arrêt (vidange directe).

Le régime de travail du réservoir d'ezzraimi est tel que le montre la **figure IV.1.**

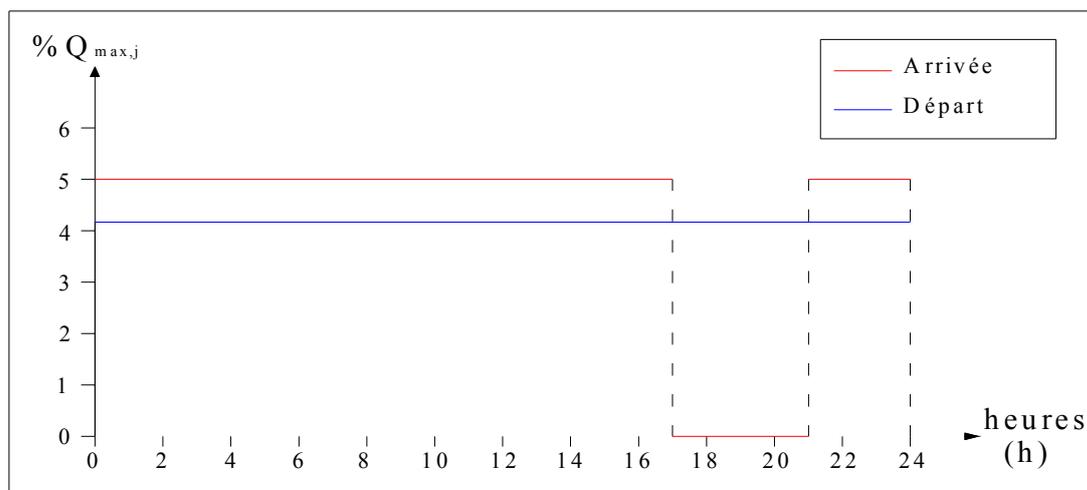


Figure. IV.1: Régime de travail du réservoir tête (ezzraimi) .

La capacité totale du réservoir est telle que :

$$V_t = V_r + V_{ince.} \quad (\text{IV.1})$$

V_t : capacité totale du réservoir de tête (m^3) ;

$V_{ince.}$: volume d'incendie estimé pour 2 heures avec un débit de **120 m^3/h**

V_r : capacité résiduelle (m^3),

Le volume résiduel du réservoir est estimé par la formule :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (\text{IV.2})$$

a: fraction horaire du débit maximum journalier transitant par le réservoir (%),

a=16,68% à partir le graphe de régime de travaille de réservoir (**Figure IV.1**)

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

- $V_r = \frac{16,68 * 3636,576}{100} \Rightarrow V_r = \mathbf{606,58\text{m}^3}$
- La capacité totale sera : $V_t = 606,58 + 120 \times 2 \Rightarrow V_t = \mathbf{846,58 \text{ m}^3}$
- La capacité normalisée sera : $V_n = \mathbf{2 \times 500\text{m}^3}$.

3.1.2. Conclusion :

En constate que le stockage d'eau dans les réservoirs **ezzraimi** est satisfaire pour les besoins actuelle et les besoins future.

3.2. Travaux concernant la station de pompage (bezzar) :

La station de reprises (**bezzar**) elle arrêta cause le problème qui signe précédemment donc on propose de redimensionne la station. Qui sont appelées à refouler le débit d'exploitation vers les réservoirs de distribution **ezzraimi**.

On prend le régime de fonctionnement de la station est de 20h/24 heures avec arrêt lors des heures de pointes pendant lesquelles l'énergie électrique est plus chère.

Le choix du diamètre économique d'une tuyauterie résulte d'un compromis entre les dépenses d'investissement et les dépenses de fonctionnement. En effet, en augmentant le diamètre, on augmente les premières et on diminue très vite les pertes de charge, et par la suite les dépenses de l'énergie pour faire circuler l'eau.

Le régime de travail de la station de reprise est tel que le montre la figure IV.2

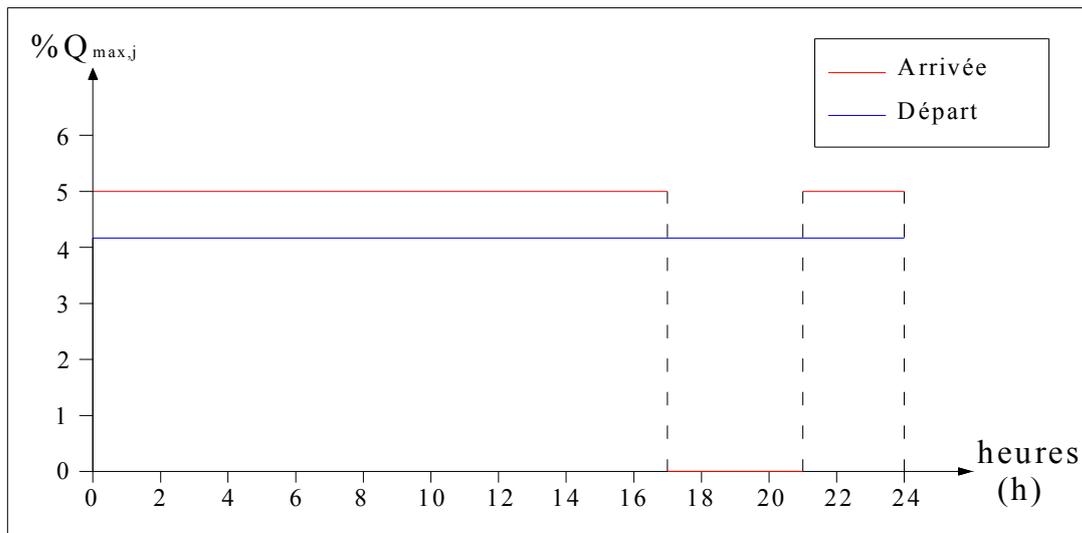


Figure. IV.2: Régime de travail de la station de reprise

Débit d'exploitation des stations de reprise est calculé comme suit : [5]

$$Q_{exp} = \frac{Q_{max,j}}{t * 3600} \quad (IV.3)$$

Q_{exp} : Débit d'exploitation (m^3/s) ;

$Q_{max,j}$: Débit maximum journalier (m^3/j) ; $Q_{max,j} = 3636,576 \text{ m}^3/j$.

t : Durée de fonctionnement de la station par jour, $t = 20 \text{ h}$.

$$\text{A.N : } Q_{exp,SR1} = \frac{3636,576}{20 * 3600} \Rightarrow Q_{exp,1} = 0,051 \text{ m}^3/s ;$$

Le diamètre économique moyennant :

$$\triangleright D_{ec} = \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bonnin}) \quad (IV.4)$$

$$\triangleright D_{ec} = 1,5 * \sqrt{Q} \quad (\text{Relation de Bress}) \quad (IV.5)$$

$\triangleright D_{ec}$: diamètre économique de la conduite (m) ;

$\triangleright Q$: débit véhiculé par la conduite (m^3/s).

\triangleright Remarque : La formule de Bress n'est valable que pour les petits projets (longueur de conduite $\leq 1 \text{ Km}$)

$$\text{A.N : } D_{ec} = \sqrt{0,051} \Rightarrow D_{ec} = 0,225\text{m} \text{ donc } D_{ec} = 225 \text{ mm}$$

➤ Hauteur manométrique totale :

➤ La hauteur manométrique totale sera calculée de la manière suivante :

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h \quad (\text{III.5})$$

➤ H_g : Différence de niveau entre le plan d'aspiration et le plan de refoulement (m) ;

➤ $\sum \Delta h$: Somme des pertes de charge linéaires et singulières (m).

➤ Dans le cas des adductions, les pertes de charge singulières sont estimées à **10%** des pertes de charge linéaires.

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} \quad (\text{IV.6})$$

➤ Δh_p^{lin} : Pertes de charge linéaires (m).

$$\Delta h_p^{lin} = \frac{8 * \lambda * L * Q^2}{\pi^2 * g * D^{5,3}} \quad (\text{Formule de Darcy-Weisbakh}) \quad (\text{IV.7})$$

➤ g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ; $g=9,81 \text{m}^2/\text{s}$

➤ Q : Débit à refouler (m^3/s) ; $Q=0,051 \text{m}^3/\text{s}$

➤ L : longueur géométrique de la conduite (m) ; $l=200\text{m}$

➤ λ : Coefficient de frottement qui est en fonction de la rugosité de la paroi interne de la conduite et du régime d'écoulement,

$$\text{➤ Avec : } \lambda = (1,14 - 0,86 \text{Ln} \frac{\varepsilon}{D})^{-2} \quad (\text{Formule de Nikuradzé}) \quad (\text{IV.8})$$

$$\text{➤ } \frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 * \text{Log} \left(\frac{\varepsilon}{3,7 * D} + \frac{2,51}{R_e * \sqrt{\lambda}} \right) \quad (\text{Formule Colebrook}) \quad (\text{IV.9})$$

A.N : Remarque :

Dans les calculs introduisant le coefficient λ , ce dernier est estimé par la formule (IV.8)

$$R_e : \text{Nombre de Reynolds ;} \quad R_e = \frac{V * D}{\nu} \quad (\text{IV.10})$$

V : vitesse d'écoulement dans la conduite (m/s) ; $V = 1,28 \text{m/s}$.

D : diamètre de la conduite (mm) ; $D = 225 \text{mm}$.

ν : viscosité cinématique de l'eau (m^2/s). $\nu = 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$.

ε : Rugosité absolue de la conduite ; $\varepsilon = 0,035 \text{mm}$ pour acier.

A partir le tableau de Moody on trouve que : $\lambda = 0,035$

$$\text{A.N } \Delta h_p^{lin} = \frac{8 * 0,035 * 200 * 0,051^2}{\pi^2 * g * 0,225^{5,3}} = 4 \text{m}$$

$$\sum \Delta h = 1,1 * \Delta h_p^{lin} = 1,1 * 4 = 4,5 \text{m}$$

$$H_g = H_{\text{refoulement}} - H_{\text{aspiration}} = 290 - 202 = 88 \text{m}$$

$$H_{mt} = H_g + \sum \Delta h = 88 + 4,5 = 92,5 \text{ m.}$$

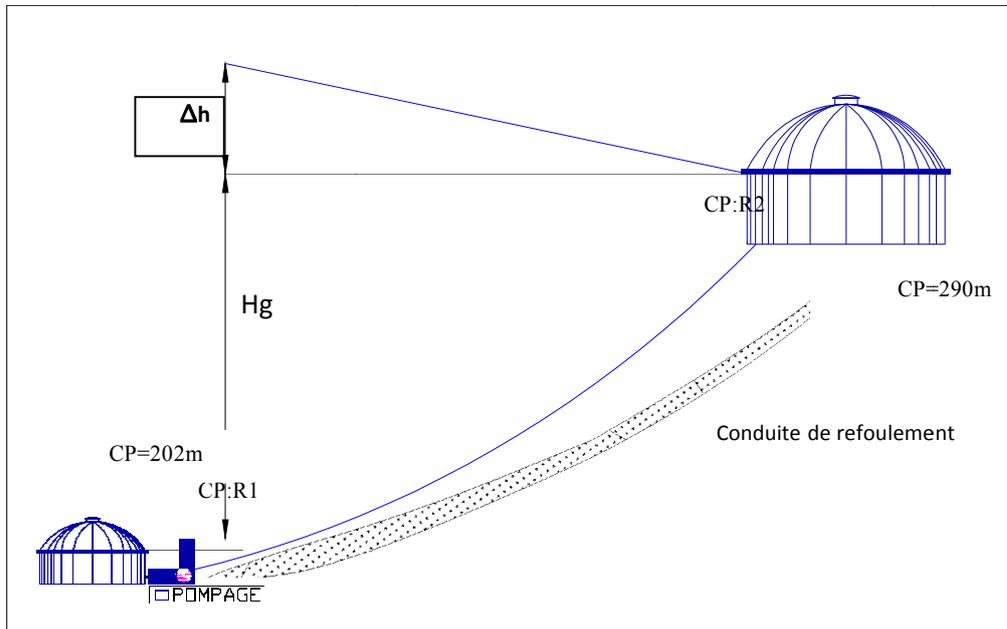


Figure .IV-3 : Schéma représentant la coté refoulement

3.2.1. Choix du type de pompe [5]

Les critères de choix du type de pompe sont :

- Assurer le débit appelé Q_{app} et la hauteur HMT ;
- Meilleur rendement ;
- Vérifier la condition de non cavitation ;
- Encombrement et poids les plus faibles ;
- Vitesse de rotation la plus élevée ;
- Puissance absorbée minimale ;
- Être fabriquée en série.

On utilise logiciel caprari pour définir le type de pompe correspondant :

- C'est un Pompe Centrifuge multicellulaire de type (PM 100/ 2B) pour hautes pressions à axe horizontal, en plus de ses avantages technique et mécanique ce type de pompe sont assure le débit et la hauteur manométrique totale appelés avec une vitesse de rotation élevée à savoir $n = 2950 \text{ tr/min}$.
- Centrifuge multicellulaire pour hautes pressions à axe horizontal
- Roues, diffuseurs et corps d'aspiration : en fonte
- Corps de refoulement et corps d'étage : en fonte (PMS: en fonte sphéroïdale)
- Corps de refoulement avec pieds de support et orifice de Refoulement tourné vers le haut corps d'aspiration à bouche orientable.
- Arbre en acier inoxydable entièrement protégé par une douille en acier inoxydable.
Double palier

- Roulements à billes largement dimensionnés pour supporter les charges radiales et axiales dans les deux sens.
- Garniture : à tresse, réglable à faible coefficient de frottement
- Hauteur d'arbre normalisée (UNI 2946)

Tableau .IV.1.Données techniques / Caractéristiques de la pompe :

Q	51 l/s
H	92,5 m
N. pole	2
Puissance moteur P2	75 kW
Tension	400v
Fréquence	50Hz
Monophasé / Triphasé	3~
Diamètre refoulement	DN 100 (UNI PN40)
Raccord d'aspiration	DN125 (UNI PN25)

3.2.2. Courbes caractéristiques des pompes : [5]

Pour chaque pompe et pour une vitesse de rotation et un diamètre de la roue donnés, on distingue les courbes caractéristiques suivantes :

- * [H-Q] * [P_{abs} - Q] * [η_p - Q] * [(NPSH)_r - Q]

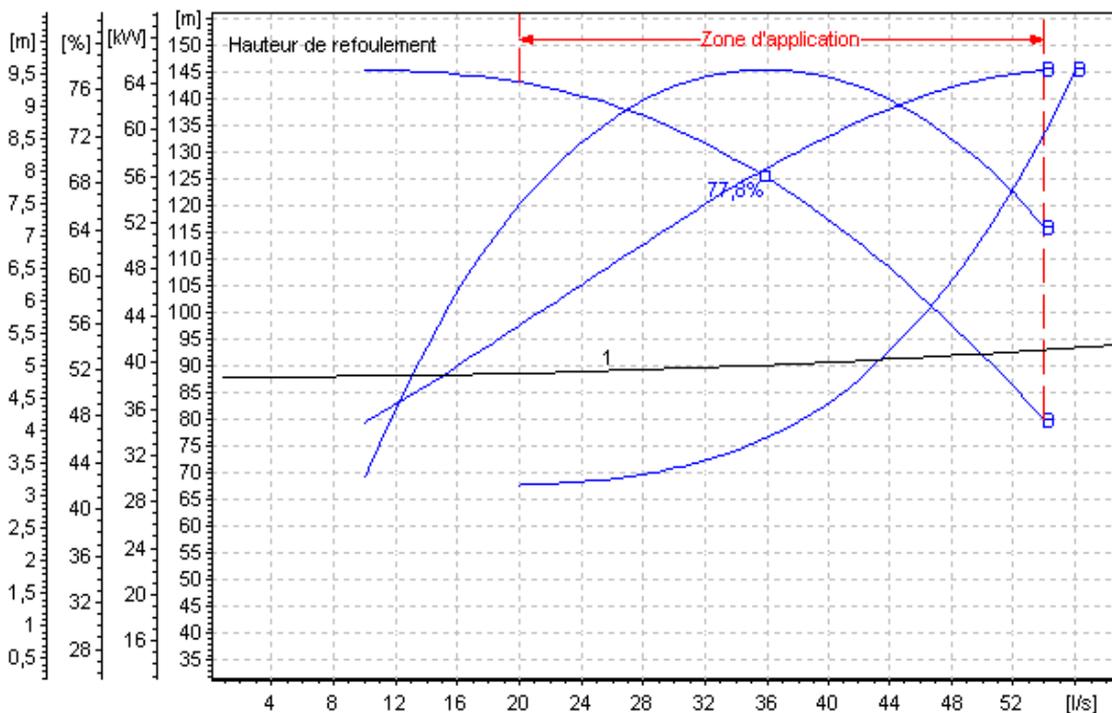


Figure .IV.4 : la courbe caractéristique de la pompe PM 100/2B

Nous avons représentés tout les équipements en amont de la station de Bezzar voir la figure :

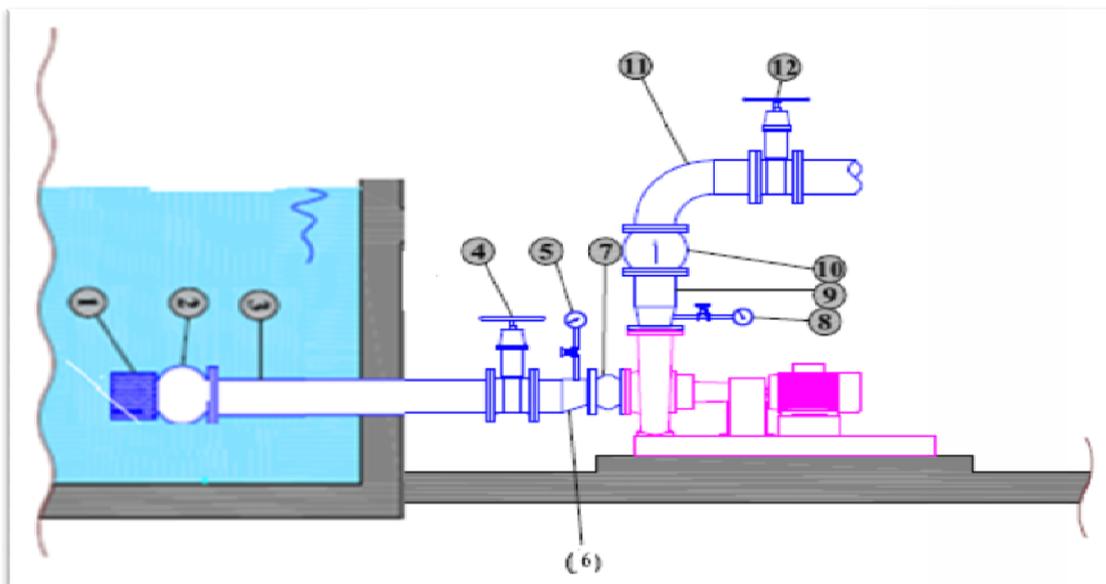


Figure. IV.5 : les équipements en amont de la pompe PM 100/2B

Tableau .IV.2 : représentation des équipements.

Représentation	Equipement	Représentation	Equipement
1	Crépine	7	Manchon de dilatation
2	Clapet de pied	8	Manomètre
3	Conduite d'aspiration	9	Divergent
4	Vanne d'isolement	10	Clapet de non retour
5	Vacuomètre	11	Conduite de refoulement
6	Convergent	12	Vanne d'isolement

3.3. Travaux concernant le réseau de distribution : [4]

- Le réseau de distribution en eau potable de notre zone pose beaucoup de problèmes hydrauliques à l'heure de pointe, dues aux accroissements démographiques, au mode d'exploitation du réseau et au sous dimensionnement du réseau.
- Le réseau arrive presque a sa limite d'âge, car il a été posé dans les années quatre vingt.

- La fréquence d'intervention des équipes de l'entreprise de gestion pour réparer les pannes (cassures des conduites, apparitions des fuites).
- La fréquence de pollution de l'eau potable par les eaux usées

Afin d'améliorer la desserte en eau des abonnés, et d'éviter les risques de manque d'eau nous préconisons les travaux prioritaires (le renforcement d'une partie du réseau par nouveau diamètre).

IV.4. conception du réseau : [4]

Pour le nouveau diamètre projeté, on propose de garder la même (trace) pour minimiser le coût de réalisation de l'aménagement proposé.

Dans le cas contraire (une nouvelle conception) y aura une détérioration de la chaussée (pour projeter la nouvelle conduite) et une autre excavation pour les branchements particulières. Donc on préfère de excaver une seule fois pour remplacer la conduite et réaliser les branchements particuliers.

Pour la disposition des conduite projeté en garde le même cas actuellement (réseau maille), pour que :

C'est un réseau implante Suivant la structure et l'importance de l'agglomération, est constitué d'une série de tronçons disposés de telle manière qu'il soit possible de décrire une ou plusieurs bouches fermés en suivant le tracé.

Un réseau maillé assure une distribution de retour en cas de panne d'un tronçon. Il présente une indétermination sur les grandeurs et les signes (sens) des débits et des pertes de charge dans chaque tronçon.

IV.5.Choix du matériau des conduites projeté: [2]

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite

Dans notre cas, nous avons utilisés les tuyaux en polyéthylène haute densité (PEHD), suite à des nombreux avantages qu'ils procurent

5.1. Tuyaux en P.E.H.D Avantages :

Avenage :

1. Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage ;
2. Disponibilité sur le marché ;
3. Facilité de pose (grande flexibilité), possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
4. Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de Fuite) ;
5. Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
6. Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement Théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

Inconvénient

1. Nécessite une grande technicité pour la jonction.

Tableau .IV.3 : les nouveaux diamètres projetés .:

traçons	Ø conduite existant	Ø conduite projeté	traçons	Ø conduite existant	Ø conduite projeté
P-1	125	110	P-59	75	50
P-2	125	110	P-60	75	50
P-3	125	110	P-61	125	50
P-5	160	110	P-62	125	150
P-6	125	90	P-64	110	150
P-7	90	110	P-65	125	50
P-11	125	110	P-66	125	50
P-14	60	90	P-67	75	50
P-16	160	110	P-68	50	60
P-19	90	200	P-69	75	50
P-20	90	200	P-71	50	60
P-35	90	110	P-75	60	90
P-46	300	250	P-76	125	200
P-47	160	200	P-77	200	90
P-48	160	200	P-78	160	90
P-49	110	200	P-80	75	40
P-50	110	200	P-81	125	90
P-52	110	200	P-82	110	200
P-54	90	60	P-83	90	90
P-55	90	60	P-84	63	90
P-56	75	200	P-85	63	90
P-57	90	200	P-86	90	60
P-58	90	40	P-92	200	300

IV.6. Accessoire installé dans le réseau :

Au point de vue hydraulique nous avons vu que la différence de niveau entre le réservoir **ezzraimi** et la zone étudiée plus de 90m, ce qui donne une pression très élevée au niveau des nœuds.

Pour lutter contre le problème de la surpression, nous proposons d'installer des réducteurs de pression de telle façon à équilibrer le réseau de point de vue pression dans l'espace.

IV.7. Description des appareils de régulation de pression [8]

7.1. Stabilisateur de pression

7.1.1. Présentation du stabilisateur de pression aval



Figure .IV.6 : Vanne de stabilisation de pression aval

Cet appareil permet de stabiliser une pression d'entrée variable en une pression de sortie inférieure et constante. Il réduit la pression d'une adduction gravitaire et stabilise la pression entre deux réseaux de pressions différentes. Au moyen d'une perte de charge que l'appareil est capable de créer, la pression à l'amont est diminuée pour atteindre la consigne de pression qu'on désire imposer pour le réseau en aval.

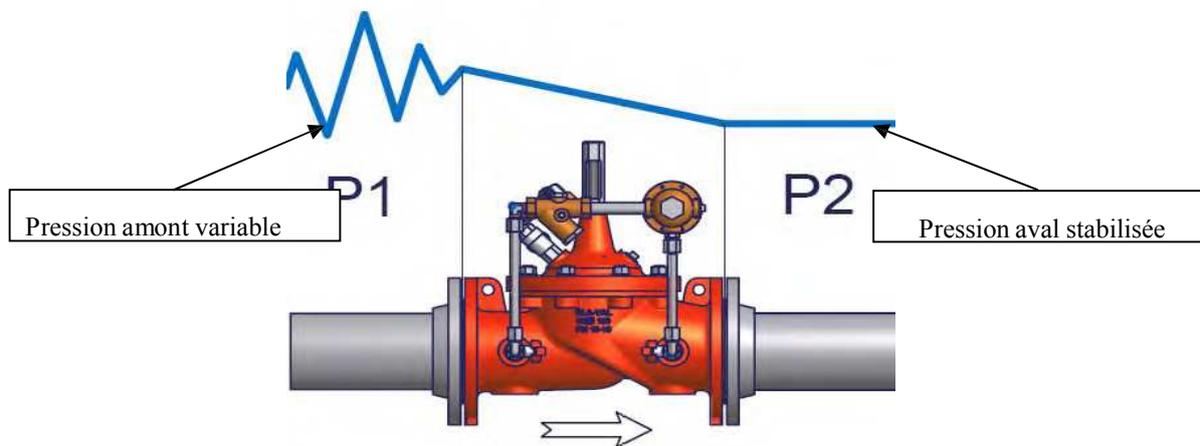


Figure .IV.7 : Vanne de stabilisation de pression aval

Un stabilisateur aval est composé essentiellement de deux éléments principaux : la vanne de base à membrane et le circuit pilote.

7.1.1.1. La vanne de base

Le corps de la vanne de base est séparé de son chapeau par la membrane. Ces deux parties ne sont en communication que par le circuit pilote. On peut noter trois zones distinctes de pressions :

Pression amont

Pression dans la chambre de commande

Pression aval

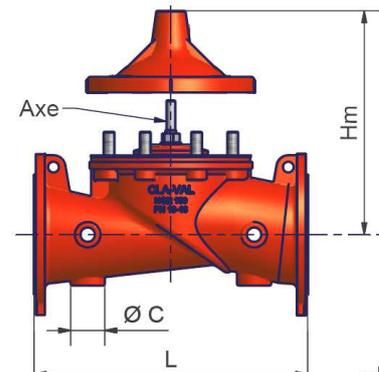


Figure. IV.8 : La vanne de base

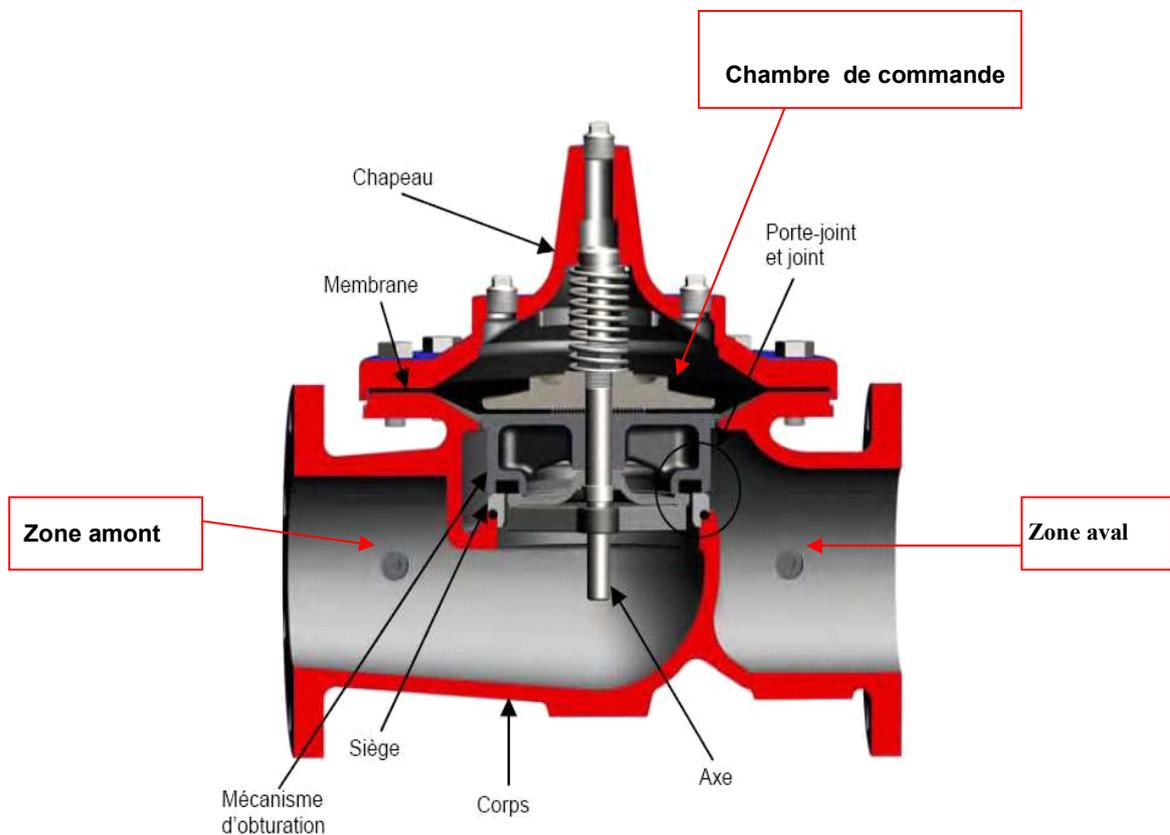


Figure. IV.9 : La vanne de base

7.1.1.2. Le circuit - pilote de réduction de pression

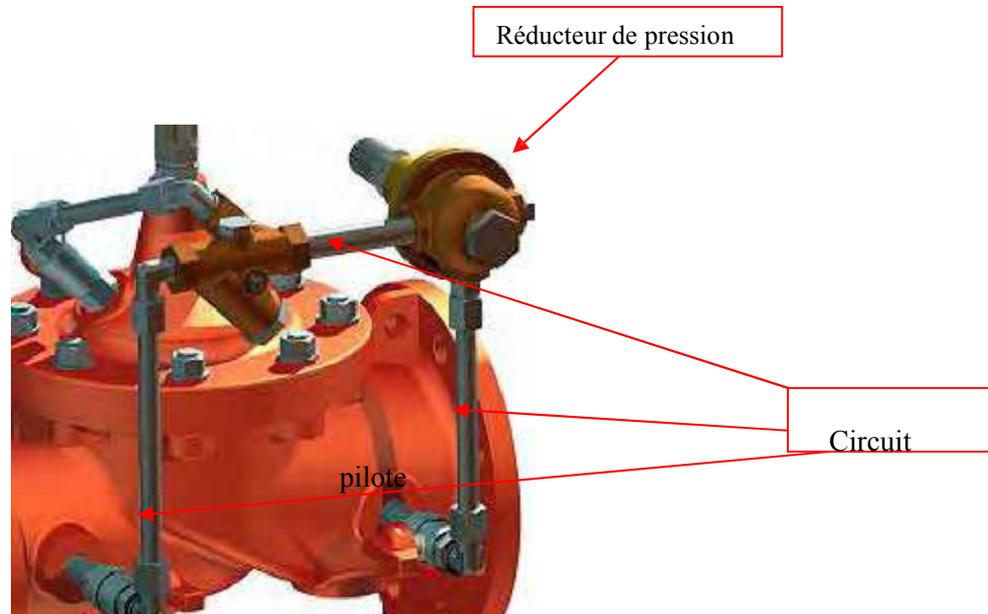


Figure .IV.10 : la vanne de base avec son circuit pilote

C'est un circuit extérieur composé d'une tubulure de petit diamètre et du pilote de réduction de pression. Ce dernier est installé sur la tubulure aval du circuit pilote. Notons que sa dimension reste la même quel que soit le diamètre de la vanne de base. Il est doté d'un orifice variable et sa conception diffère selon la grandeur à régler (pression amont, aval, différentielle, niveau d'eau.....)

7.1.2. Principe de fonctionnement du stabilisateur de pression aval

On va montrer la différence entre le cas d'une vanne simple et d'une vanne de régulation.

7.1.2.1. Cas où la vanne n'est pas encore équipée du pilote de régulation :

Fonctionnement en vanne :

a) - *La pression de la chambre de commande est mise à la pression atmosphérique :*

La pression d'entrée P_e est plus élevée que la pression P_c dans la chambre de commande de la vanne de base $P_c < P_e$. La chambre de commande se vide. La vanne reste grande ouverte quel que soit le débit.

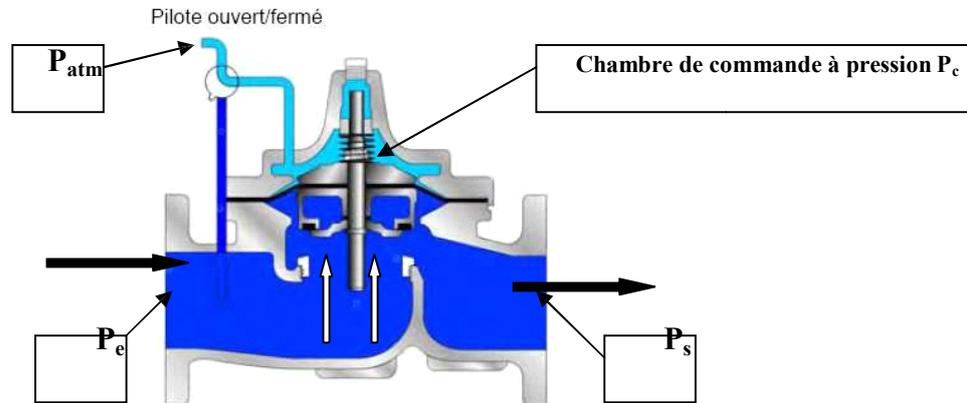


Figure. IV .11 : La vanne de base en fonctionnement

b) *La chambre de commande est à la pression amont du réseau*

On établit une communication entre la zone amont et la chambre de commande au moyen d'une tubulure. La pression d'entrée P_e est égale à la pression P_c dans la chambre de commande de la vanne. La surface pressée de la partie supérieure étant plus grande que celle du bas. Par conséquent, la vanne se ferme hermétiquement car la force de pression exercée par le bas sur le siège de la vanne de base est inférieure à la force pressante appliquée sur ce siège par le haut (est ajoutée à la force de pression de l'eau, le poids du mécanisme d'obturation).

Force de pression = (pression) x (surface pressée)

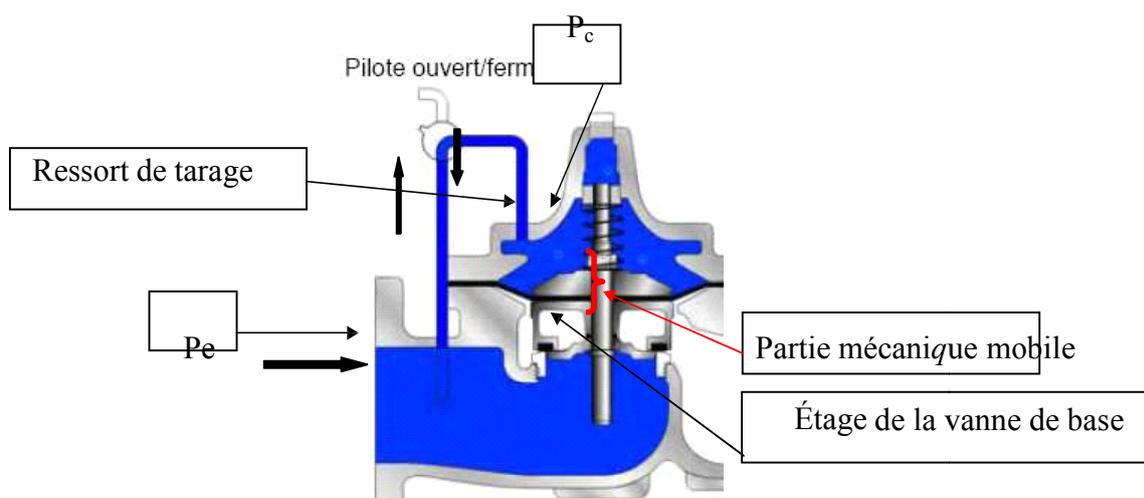


Figure. IV.12 : La vanne de base en fonctionnement

7.1.2.2. Cas où la vanne est équipée du pilote de régulation :

Fonctionnement en régulateur :

L'ouverture ou la fermeture de la vanne de base est commandée par le pilote de régulation : la vanne de base suit les mouvements du pilote.

Le réducteur de pression est réglé selon la consigne aval. Ainsi il mesure en permanence la pression aval. Dès que cette dernière devient supérieure à la consigne, le pilote se ferme, il n'y a plus d'eau qui circule vers son aval.

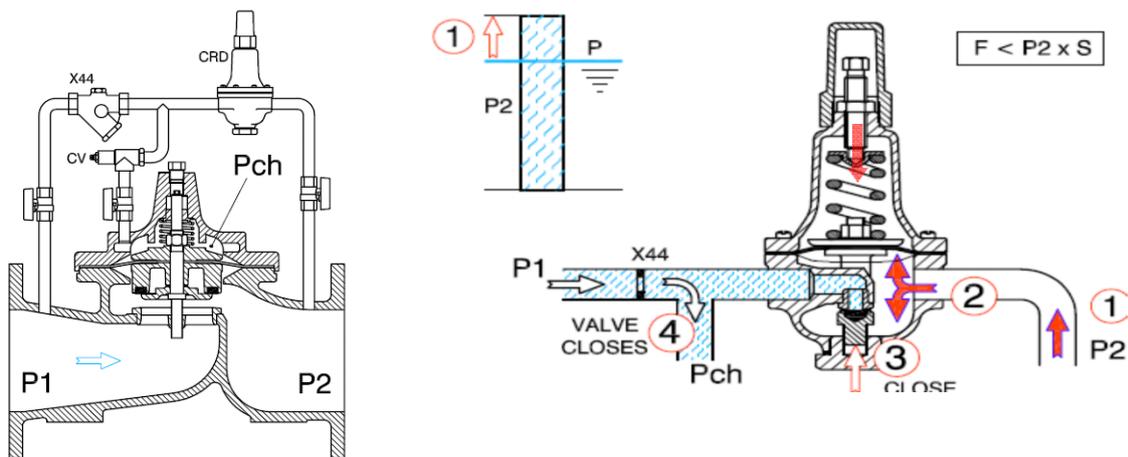


Figure .IV.13: Le pilote régulateur fermé

Par conséquent l'eau, dans le circuit pilote est dirigée dans la chambre de vanne. On revient au cas 3-1-2-1 b) ci-dessus : la force pressante du bas vers le haut au niveau du siège est faible par rapport à celle du haut vers le bas. La vanne de base se ferme à son tour.

Dans le cas contraire, le pilote s'ouvre, la chambre de vanne se vide, la vanne de bases' ouvre.

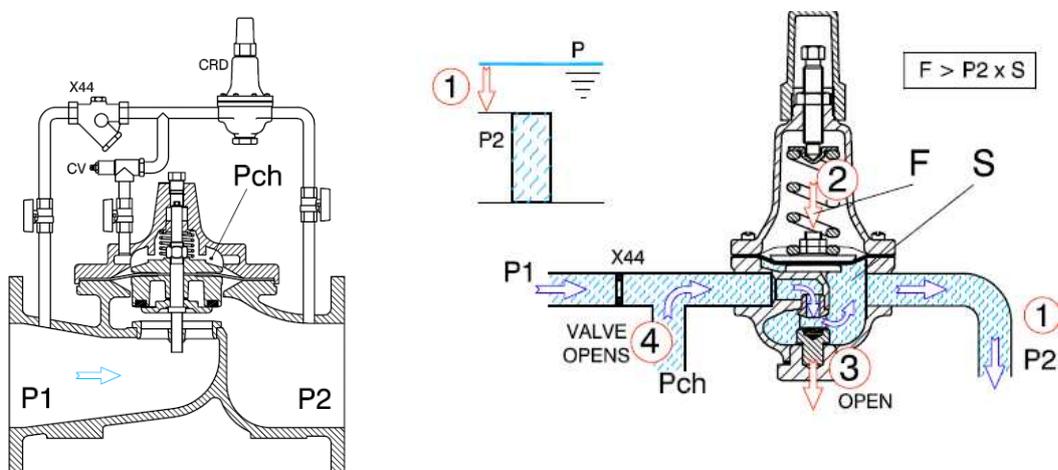


Figure. IV.14: le pilote régulateur ouvert

Pch : pression de la chambre de commande
 P1 : pression amont du réseau
 P2 : pression aval du réseau
 S : surface
 CRD : le réducteur de pression
 X44 : Filtre
 Valve closes : la vanne est fermée
 Close : fermé
 Valve opens : la vanne est ouverte
 Open : ouvert

Mais un certain volume d'eau emmagasiné dans la chambre de commande détermine une ouverture partielle verrouillée de la vanne. Lorsque la vanne est dans un état stable : l'eau ne sort et n'entre pas dans la chambre de commande, le pilote de réduction de pression fixe une position d'équilibre.

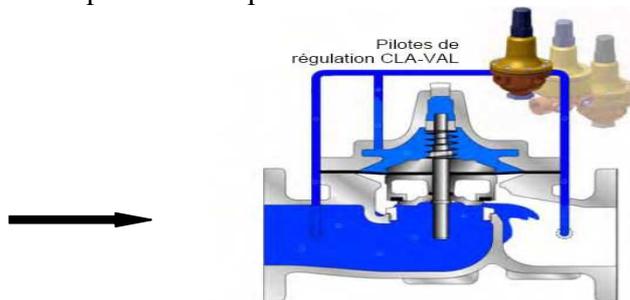


Figure .IV.15 : La vanne de base en équilibre

7.1.3. Comment dimensionner un stabilisateur de pression [7]

C'est une opération très délicate qui nécessite une grande précision sur les données de dimensionnement. Une erreur de donnée peut amener à un choix erroné et donc au dysfonctionnement du matériel et peut entraîner de graves conséquences sur le réseau.

Pour dimensionner les stabilisateurs de façon très précise, il est nécessaire de réaliser une enquête sur le mode d'alimentation des immeubles de grande hauteur, mentionnant leur cote au sol et leur nombre d'étages, complétée.

Dans le cas de la présente étude, notre dimensionnement des stabilisateurs est basé sur la méthode de la Société CLA VAL. Cette dernière est une Entreprise fabricant essentiellement des vannes de régulation depuis plus de 70ans dans le monde entier dont la maison mère se trouve aux Etats unis.

A l'aide d'un logiciel water CAD et tout en respectant les conditions ci-après, on définira les gabarits des appareils de régulation de pression.

Ouverture de la vanne de base : il est recommandé d'adopter l'ouverture de la vanne à débit permanent à 70%, dans les conditions normales d'utilisation. La marge de 15 à 30% permet d'accepter un débit exceptionnel ponctuel qui pourrait se manifester en une courte période.

Les pressions :

- Pression minimale de l'ouverture ou pression à l'amont de l'appareil : 2m. C'est une valeur minimale nécessaire pour que l'ensemble du mécanisme mobile d'obturation puisse fonctionner

Pression différentielle minimale ou différence de la pression entre amont et aval de l'appareil : 5m (3,5m étant la limite admissible). C'est une valeur minimale, importante pour que le mécanisme d'obturation de la vanne de base puisse se mettre en mouvement ascendant et descendant.

Coefficient de débit K_v (m^3/h) ou C_v (l/s) ou encore le débit à la température de l'eau à environ 20° qui engendre une pression de **1bar** dans l'appareil. C'est une grandeur caractéristique hydraulique de l'appareil : à débit minimum de fonctionnement, il ne doit pas être inférieur à 3%

Perte de charge singulière de l'appareil à débit maximal : pas de règle, cela dépend de la différentielle de pression à disposition.

Diamètre, débit et vitesse, voir tableau 6 ci-après

Tableau .V.4 : Ordre de débit, vitesse selon le diamètre de l'appareil [12]

DIAMETRE (mm)	DEBIT SELECTION NE (l/s)	VITESSE SE	DEBIT MAXIMAL PERMANENT	VITESSE (m/s)
200		1	157	5
250	39 -	1	245	5
300	56 -	1	353	5
350	77 -	1	481	5
400	100 -	1	628	5
500	157 -	1	982	5
600	226 -	1	1414	5
700	307 -	1	1924	5

Source : Catalogue CLA – VAL

7.1.4. Installation et maintenance [8]

Il est recommandé de:

- Installer la vanne de base horizontalement, le chapeau dirigé vers le haut.
- Purger la conduite amont avant l'installation de la vanne de base, afin d'éviter toute présence de corps étranger dans l'appareil.
- La vanne hydraulique ne requiert aucun graissage interne. Cependant il est recommandé de vérifier périodiquement l'état général du mécanisme interne (environ tous les ans en service continu, tous les 2 ans en service intermittent).

A l'aide d'un logiciel water CAD les accessoires installés représente dans le tableau suivant :

Tableau .IV.5: liste des accessoires installés

tuyau	Accessoire installé	altitude (m)	Diamètre (mm)	pression d'entre (m H2O)	Pression sortir (m H2O)
R.7-N66	Réducteur de pression PRV-1	181	200	49,5	39
N.66-N31	Réducteur de pression PRV-2	230	350	69,9	3

Après ces durs travaux sur le réseau au niveau de la zone étudiée, concernant la dimensionnement le type de pompe d'une station de reprise et le réservoir de stockage (réservoir de tête) en refaire une autre Simulation de réseau par logiciel water CAD pour le cas actuel.

V.8.Simulation de réseau actuel après les travaux :

V.8.1.Cas point :

Le résultat de simulation représenté dans le tableau suivant :

Tableau. IV.6 : Résultat de la simulation sur les nœuds concerne (Sidi Madani) :

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge Hydraulique(m)	Pression (m H ₂ O)
J-1	184	1,21	225,46	41,4
J-2	189,83	0,78	225,17	35,3
J-3	192,25	0,56	224,86	32,5
J-4	191	0,93	224,79	33,7
J-5	181,31	1,04	225,2	43,8
J-6	193	0,7	224,7	31,6
J-7	192,28	0,69	224,46	32,1
J-8	188	0,87	224,45	36,4
J-9	183,86	0,66	224,95	41
J-10	181	0,69	225,12	44
J-11	176	0,76	224,64	48,5
J-12	178	0,67	224,55	46,5
J-13	180,88	0,63	224,54	43,6
J-14	182,11	0,66	224,57	42,4
J-15	174,01	0,77	224,59	50,5
J-16	180,37	1,35	224,45	44
J-17	181,61	0,58	224,46	42,8
J-18	184	0,59	224,44	40,4
J-19	186,67	0,42	224,37	37,6
J-20	187,94	0,47	224,33	36,3
J-21	187,03	0,4	224,32	37,2
J-22	181,72	1,29	224,21	42,4
J-23	185,42	0,5	224,37	38,9
J-24	186,08	0,62	224,39	38,2
J-25	193,1	0,97	224,23	31,1
J-26	192,24	0,9	224,06	31,8
J-27	191	0,79	223,97	32,9
J-28	184,13	0,59	223,99	39,8
J-29	184,6	0,73	224,09	39,4
J-30	184	0,78	224,29	40,2

Tableau .IV.7 : Résultat de la simulation sur les nœuds concerne (oued kerrouche) :

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge Hydraulique(m)	Pression (m H2O)
J-31	166,55	0,58	217	50,3
J-32	165,55	0,37	216,98	51,3
J-33	167,1	0,81	216,9	49,7
J-34	166,49	1,17	216,84	50,3
J-35	167,75	1,15	216,35	48,5
J-36	169,98	0,64	216,27	46,2
J-37	171,93	0,9	216,21	44,2
J-38	173,78	0,9	216,3	42,4
J-39	172,86	0,88	216,35	43,4
J-40	170,68	0,85	216,41	45,6
J-41	175,25	0,59	216,41	41,1
J-42	180,82	0,54	216,59	35,7
J-43	182,04	0,49	216,59	34,5
J-44	184,45	0,57	216,6	32,1
J-45	183,62	0,77	216,66	33
J-46	181,12	0,92	216,69	35,5
J-47	175,17	0,97	216,86	41,6
J-48	173,26	0,77	216,9	43,6
J-49	177,99	1,09	216,65	38,6
J-50	182,4	0,65	216,6	34,1
J-51	176,95	0,52	216,65	39,6
J-52	174,9	0,74	216,78	41,8
J-53	173,92	0,79	216,55	42,5
J-54	170,2	0,77	216,96	46,7
J-55	174,76	1,22	215,89	41,1
J-56	172,3	0,77	215,82	43,4
J-57	174,5	0,69	215,75	41,2
J-58	177,71	0,7	215,79	38

Interprétation

Les résultats du tableau montre que les prissions sont bien reparties dans le réseau, et sont généralement comprises entre 1 et 6 bars, la chose qui permet le bon fonctionnement des accessoires installés chez les abonnés.

Tableau .IV.8 : Résultat de la simulation sur les conduites concerne (sidi Madani) :

N° des conduites	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge m/km
P-1	J-1	J-2	110,91	125	7,14	0,58	2,642
P-2	J-2	J-3	147,54	125	6,36	0,52	2,132
P-3	J-3	J-4	38,06	125	5,8	0,47	1,797
P-4	J-4	J-5	219,27	60	-0,87	0,31	1,893
P-5	J-5	J-1	91,41	160	-14,25	0,71	2,855
P-6	J-4	J-6	51,77	125	5,73	0,47	1,76
P-7	J-6	J-7	66,48	90	3,54	0,56	3,574
P-8	J-7	J-8	104,2	60	0,16	0,06	0,084
P-9	J-8	J-9	124,8	60	-1,3	0,46	4,008
P-10	J-9	J-10	42,74	90	-3,77	0,59	4,002
P-11	J-10	J-11	151,91	125	7,89	0,64	3,178
P-12	J-11	J-12	54,32	110	3,97	0,42	1,66
P-13	J-12	J-13	40,77	110	0,76	0,08	0,078
P-14	J-13	J-14	39,62	60	-0,43	0,15	0,518
P-15	J-14	J-9	51,88	60	-1,81	0,64	7,412
P-16	J-10	J-5	37,08	160	-12,35	0,61	2,188
P-17	J-11	J-15	47,24	110	3,16	0,33	1,089
P-18	J-15	J-16	210,54	110	2,39	0,25	0,649
P-19	J-16	J-17	22,8	90	-0,84	0,13	0,25
P-20	J-17	J-18	44,94	90	1,12	0,18	0,423
P-21	J-18	J-13	128,65	60	-0,56	0,2	0,84
P-22	J-17	J-12	126,98	110	-2,54	0,27	0,727
P-24	J-19	J-20	82,24	60	0,41	0,15	0,48
P-25	J-20	J-21	15,27	110	2,63	0,28	0,776
P-27	J-22	J-16	216,29	90	-1,88	0,3	1,108
P-28	J-21	J-23	106,59	60	-0,44	0,16	0,542
P-29	J-23	J-18	21,36	60	-1,09	0,38	2,888
P-30	J-19	J-23	37,85	50	-0,15	0,07	0,171
P-32	J-14	J-24	127,42	60	0,72	0,25	1,341
P-33	J-24	J-19	20,99	60	0,69	0,24	1,233
P-34	J-8	J-24	59,64	60	0,59	0,21	0,926
P-35	J-7	J-20	60,18	90	2,69	0,42	2,149
P-36	J-6	J-25	114,65	63	1,49	0,48	4,096
P-37	J-25	J-26	84,04	63	1	0,32	1,965
P-38	J-26	J-27	143,12	63	0,55	0,18	0,641
P-39	J-27	J-28	119,14	63	-0,24	0,08	0,141
P-40	J-28	J-29	77,08	63	-0,83	0,27	1,388
P-41	J-29	J-26	73,83	63	0,44	0,14	0,434
P-42	J-29	J-22	93,84	90	-2,01	0,32	1,247
P-43	J-21	J-30	13,24	90	2,67	0,42	2,125
P-44	J-30	J-22	120,92	90	1,41	0,22	0,652
P-45	J-25	J-30	124,3	63	-0,48	0,15	0,504

Tableau .IV.9 : Résultat de la simulation sur les conduites concerne (oued kerrouche) :

N° des conduites	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)	perte de charge m/km
P-46	J-31	J-32	96,14	300	18,12	0,26	0,208
P-47	J-32	J-33	74,5	160	8,54	0,42	1,107
P-48	J-33	J-34	68,57	160	7,11	0,35	0,788
P-49	J-34	J-35	396,8	110	3,41	0,36	1,25
P-50	J-35	J-36	103,6	110	2,62	0,28	0,767
P-51	J-36	J-37	96	110	2,23	0,23	0,572
P-52	J-37	J-38	96	110	-2,05	0,22	0,487
P-53	J-38	J-39	174,89	90	-1,28	0,2	0,54
P-54	J-39	J-40	100,35	90	-1,33	0,21	0,579
P-55	J-40	J-34	104,21	90	-2,54	0,4	1,926
P-56	J-38	J-41	223,52	75	-1,01	0,23	0,856
P-57	J-41	J-42	125,72	90	-1,6	0,25	0,823
P-58	J-42	J-43	222,17	90	0,28	0,04	0,032
P-59	J-43	J-44	63,81	75	-0,21	0,05	0,048
P-60	J-44	J-45	223,2	75	-0,78	0,18	0,532
P-61	J-45	J-46	111,22	125	-2,08	0,17	0,268
P-62	J-46	J-47	112,63	125	-3,47	0,28	0,696
P-63	J-47	J-48	252,12	90	-1,34	0,21	0,589
P-64	J-48	J-49	73,36	110	3,04	0,32	1,013
P-65	J-49	J-50	253,29	125	2,55	0,21	0,391
P-66	J-50	J-42	127,13	125	2,42	0,2	0,356
P-67	J-50	J-45	29,28	75	-0,52	0,12	0,251
P-68	J-38	J-51	228,3	50	-0,66	0,33	2,761
P-69	J-51	J-52	128,45	75	-1,3	0,29	1,348
P-71	J-39	J-36	96,75	50	0,26	0,13	0,484
P-72	J-40	J-35	174,59	60	0,36	0,13	0,376
P-73	J-52	J-53	173,71	60	1,26	0,44	3,775
P-74	J-53	J-39	60,31	60	1,09	0,38	2,889
P-75	J-53	J-33	70,31	60	-0,62	0,22	1,024
P-76	J-52	J-54	333,69	125	-3,29	0,27	0,63
P-77	J-54	J-32	279,64	200	-9,21	0,29	0,429
P-78	J-48	J-54	48,08	160	-5,15	0,26	0,433
P-79	J-51	J-49	124,11	60	0,12	0,04	0,048
P-80	J-49	J-46	81,36	75	-0,48	0,11	0,213
P-81	J-47	J-31	178,11	125	-3,11	0,25	0,566
P-82	J-37	J-55	243,16	110	3,38	0,36	1,233
P-83	J-55	J-56	257,73	90	1,1	0,17	0,411
P-84	J-56	J-57	186,17	63	0,33	0,11	0,254
P-85	J-57	J-58	268,35	63	-0,36	0,11	0,29
P-86	J-58	J-55	138,37	90	-1,06	0,17	0,381
P-87	J-59	J-1	674,52	200	22,6	0,72	2,949
P-88	J-59	PRV-1	764,86	200	21,81	0,69	2,117
P-89	PRV-1	J-31	514,24	200	21,81	0,69	2,117
P-90	R-2	PRV-2	113,16	300	44,41	0,63	1,097
P-91	PRV-2	J-59	62,86	300	44,41	0,63	1,097

Interprétation :

La simulation indique que la majorité des vitesses sont inférieures 0.5 m/s ; car le réseau est conçu pour véhiculer un débit correspondant à l'année 2025, alors qu'actuellement il véhicule un débit de l'année 2010 ; mais pour que le réseau de type maille, donc il y a aucun effet sur le réseau la chose qui permet le bon fonctionnement du réseau. Ces vitesses sont cause de la redistribution des débits qui sont adoptés aux diamètres choisis.

IV.8 .2. Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie.

La simulation du réseau en état actuelle pendant l'heure de pointe plus incendie montre que les nœuds la plus défavorable dans le réseau concerne (les villes sidi Madani et oued kerrouche) sont : nœud N°25 et N°44 respectivement.

Les résultats de calcul du réseau pendant l'heure de pointe et incendie seront représentées par le schéma suivant



Figure III.3 : Schéma de réseau actuel après les travaux (cas d'incendie)

Interprétation :

En cas d'incendie les pressions diminuent, (voir le schéma). mais elles restent toujours dans la gamme admissible (1 à 6bar), donc le réseau projeté il sera capable de fournir le débit d'incendie sans influence sur les autres consommateurs.

IV.9.Conclusion :

Nous sommes arrivés à réguler le réseau. est maintenant le réseau capable d'assurer la distribution convenablement à la population. , nous avons obtenus des pressions et des vitesses acceptables sur les pluparts des cas dans le réseau de distribution, excepté dans quelques tronçons ou les vitesses sont faibles et inférieur **à 0,5 m/s**

Les résultats indiquent une amélioration du fonctionnement du réseau du cote pressions, et l'installation de ces réducteurs de pressions ont permis l'équilibrage du réseau du point de vue pressions. Ces réducteurs de pressions que nous avons reparties dans le réseau nous a permis aussi de réduire les pressions a des normes acceptables, qui permettent de protéger toute l'installation des problèmes dues a un excès de pression, donc les appareillages résistent bien. (Avoir des pressions acceptables dans chaque nœud du réseau) et dans le temps (avoir des pressions acceptables dans le même nœud pendant l'heure de pointe plus incendie).

Les pressions suffisantes vont permettre de pallier aux problèmes actuels que rencontre notre réseau de distribution.

On doit aussi augmenter la concentration du chlore au niveau du réservoir jusqu'à ce que la concentration dans les tronçons les plus éloignés soit de **0.2 à 0.3 mg/l** et ne pas dépasser 1mg/l dans les tronçons qui sont proches du réservoir.

Mais comme les besoin augment avec le temps , nous avons besoin de faire une autre simulation a l'horizon **2025 (moyen terme)** pour voir si le réseau actuel avec ces dimensions peut supporter (véhiculer) les besoins en eau a l'horizon **2025**.

Chapitre V
Etat future de réseau

Chapitre V

État future de réseau

V.1 Introduction :

D'après la simulation hydraulique sur le réseau à l'état actuelle et des recommandations sur les insuffisances hydrauliques, et après les travaux réalisés au niveau de réseau, nous allons dans ce chapitre garder la même conception et procéder à une nouvelle simulation hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel WATERCAD à l'horizon 2025, avec une population de **19548** habitants et le dimensionnement de ce dernier sera avec le débit de pointe et pointe plus incendie.

Avant de lancer cette simulation, nous allons tout d'abord déterminer les débits aux nœuds et les débits routiers pour chaque tronçon.

V.2. Calcul hydraulique du réseau de distribution :

Le calcul du réseau de distribution se fera pour les deux cas suivants : (voir le chapitre III)

- cas de pointe.
- cas de pointe plus incendie

2.1. Détermination des débits [1]

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 le débit en route

➤ Cas de pointe :

D'après les tableaux de la consommation horaire de l'agglomération on constate que la pointe est entre 12h et 13h.

Le résultat des calculs pour le différent débit sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau .V.1: calculs des différents débits

l'agglomération	Q pi (l/s)	QR (l/s)	$\sum Li(m)$	Q spi (l/s/ml)
sidi Madani	43,473	43,473	3665,900	0,012
oued kerrouche	40,190	40,190	6378,290	0,006

Pour le calcul des débits routiers et les débits nœuds on utilise la même procédure et les mêmes formules utilisées dans le chapitre III.

V.3 .Résultats de la simulation :

3.1. Cas de pointe

Le résultat de simulation représente dans le tableau suivant :

Tableau .V.2 : Résultat de la simulation sur les nœuds concernant Sidi Madani

N° des nœuds	Elévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique	Pression (m H2O)	Observation
J-1	184	1,21	225,99	41,9	Excellent
J-2	189,83	1,55	224,93	35	Excellent
J-3	192,25	1,11	223,8	31,5	Excellent
J-4	191	1,86	223,55	32,5	Excellent
J-5	181,31	2,09	225,04	43,6	Excellent
J-6	193	1,4	223,22	30,2	Excellent
J-7	192,28	1,39	222,37	30	Excellent
J-8	188	1,73	222,34	34,3	Excellent
J-9	183,86	1,32	224,13	40,2	Excellent
J-10	181	1,39	224,75	43,7	Excellent
J-11	176	1,52	223	46,9	Excellent
J-12	178	1,33	222,68	44,6	Excellent
J-13	180,88	1,25	222,67	41,7	Excellent
J-14	182,11	1,31	222,74	40,6	Excellent
J-15	174,01	1,55	222,82	48,7	Excellent
J-16	180,37	2,7	222,32	41,9	Excellent
J-17	181,61	1,17	222,34	40,6	Excellent
J-18	184	1,17	222,27	38,2	Excellent
J-19	186,67	0,85	222,04	35,3	Excellent
J-20	187,94	0,95	221,92	33,9	Excellent
J-21	187,03	0,81	221,81	34,7	Excellent
J-22	181,72	2,59	221,43	39,6	Excellent
J-23	185,42	1	222,05	36,6	Excellent
J-24	186,08	1,25	222,13	36	Excellent
J-25	193,1	1,94	221,5	28,3	Excellent
J-26	192,24	1,81	220,9	28,6	Excellent
J-27	191	1,57	220,57	29,5	Excellent
J-28	184,13	1,18	220,63	36,4	Excellent
J-29	184,6	1,47	221,01	36,3	Excellent
J-30	184	1,55	221,71	37,6	Excellent

Tableau. V.3 : Résultat de la simulation sur les nœuds concernent Oued kerrouche

N° des nœuds	Élévation (m)	Demande (L/s)	Charge hydraulique	Pression (m H2O)	Observation
J-31	166,55	2,04	216,59	49,9	Excellent
J-32	165,55	1,31	216,4	50,7	Excellent
J-33	167,1	2,86	215,6	48,4	Excellent
J-34	166,49	4,13	215,07	48,5	Excellent
J-35	167,75	4,04	210,3	42,5	Excellent
J-36	169,98	2,25	209,54	39,5	Excellent
J-37	171,93	3,17	209,01	37	Excellent
J-38	173,78	2,41	209,96	36,1	Excellent
J-39	172,86	2,08	210,54	37,6	Excellent
J-40	170,68	3,01	211,04	40,3	Excellent
J-41	175,25	2,09	210,86	35,5	Excellent
J-42	180,82	1,89	212,52	31,6	Excellent
J-43	182,04	1,72	212,5	30,4	Excellent
J-44	184,45	2,01	212,59	28,1	Excellent
J-45	183,62	2,71	213,17	29,5	Excellent
J-46	181,12	3,26	213,47	32,3	Excellent
J-47	175,17	3,41	215,22	40	Excellent
J-48	173,26	2,7	215,65	42,3	Excellent
J-49	177,99	3,84	213,11	35	Excellent
J-50	182,4	2,31	212,62	30,2	Excellent
J-51	176,95	1,84	213,16	36,1	Excellent
J-52	174,9	2,62	214,46	39,5	Excellent
J-53	173,92	2,79	212,33	38,3	Excellent
J-54	170,2	2,71	216,19	45,9	Excellent
J-55	174,76	4,31	205,71	30,9	Excellent
J-56	172,3	2,73	204,92	32,6	Excellent
J-57	174,5	2,44	204,21	29,6	Excellent
J-58	177,71	2,48	204,63	26,9	Excellent
J-59	203	0	232,81	29,8	Excellent

Interprétation :

Les résultats du tableau montre que les pressions sont bien réparties dans le réseau, et sont généralement comprises entre 1 et 6 bars, la chose qui permet le bon fonctionnement des accessoires installés chez les abonnés.

(Voir schéma)

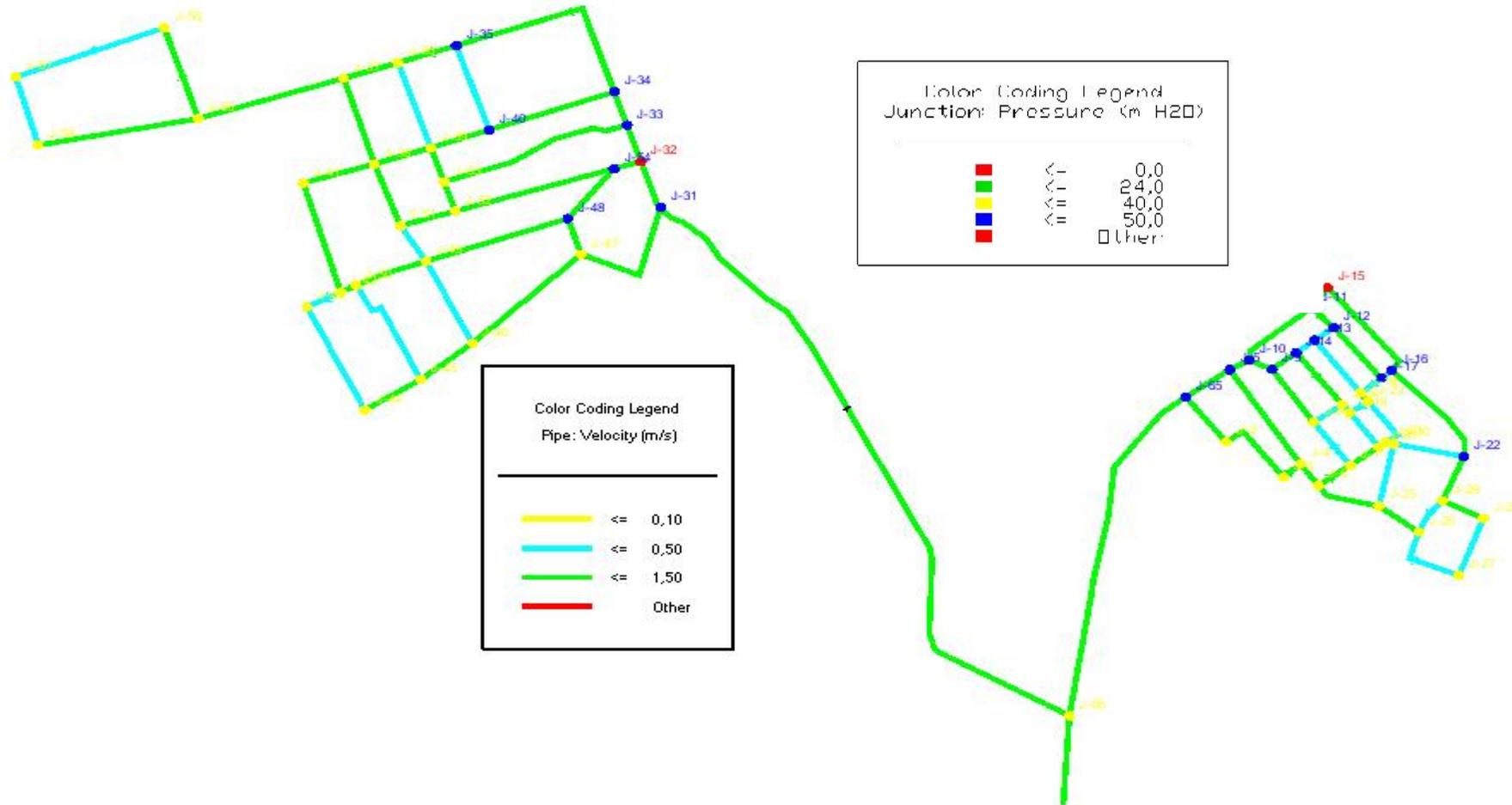


Figure V.1 : Schéma de réseau en 2025 (cas de point)

Tableau. V.4 : Résultat de la simulation sur les conduites (sidi Madani)

N° des conduites	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-1	J-1	J-2	110,91	125	14,26	1,16
P-2	J-2	J-3	147,54	125	12,7	1,04
P-3	J-3	J-4	38,06	125	11,59	0,94
P-4	J-4	J-5	219,27	60	-1,73	0,61
P-5	J-5	J-1	91,41	160	-28,52	1,42
P-6	J-4	J-6	51,77	125	11,46	0,93
P-7	J-6	J-7	66,48	90	7,05	1,11
P-8	J-7	J-8	104,2	60	0,34	0,12
P-9	J-8	J-9	124,8	60	-2,59	0,91
P-10	J-9	J-10	42,74	90	-7,52	1,18
P-11	J-10	J-11	151,91	125	15,8	1,29
P-12	J-11	J-12	54,32	110	7,94	0,84
P-13	J-12	J-13	40,77	110	1,5	0,16
P-14	J-13	J-14	39,62	60	-0,88	0,31
P-15	J-14	J-9	51,88	60	-3,62	1,28
P-16	J-10	J-5	37,08	160	-24,71	1,23
P-17	J-11	J-15	47,24	110	6,34	0,67
P-18	J-15	J-16	210,54	110	4,79	0,5
P-19	J-16	J-17	22,8	90	-1,72	0,27
P-20	J-17	J-18	44,94	90	2,22	0,35
P-21	J-18	J-13	128,65	60	-1,12	0,4
P-22	J-17	J-12	126,98	110	-5,11	0,54
P-24	J-19	J-20	82,24	60	0,75	0,27
P-25	J-20	J-21	15,27	90	5,13	0,81
P-27	J-22	J-16	216,29	90	-3,81	0,6
P-28	J-21	J-23	106,59	60	-0,96	0,34
P-29	J-23	J-18	21,36	60	-2,17	0,77
P-30	J-19	J-23	37,85	50	-0,22	0,11
P-32	J-14	J-24	127,42	60	1,43	0,51
P-33	J-24	J-19	20,99	60	1,38	0,49
P-34	J-8	J-24	59,64	60	1,2	0,42
P-35	J-7	J-20	60,18	90	5,32	0,84
P-36	J-6	J-25	114,65	63	3,02	0,97
P-37	J-25	J-26	84,04	63	2,01	0,65
P-38	J-26	J-27	143,12	63	1,09	0,35
P-39	J-27	J-28	119,14	63	-0,48	0,15
P-40	J-28	J-29	77,08	63	-1,66	0,53
P-41	J-29	J-26	73,83	63	0,89	0,28
P-42	J-29	J-22	93,84	90	-4,01	0,63
P-43	J-21	J-30	13,24	90	5,27	0,83
P-44	J-30	J-22	120,92	90	2,78	0,44
P-45	J-25	J-30	124,3	63	-0,94	0,3

Tableau .V.5: Résultat de la simulation sur les conduites (oued kerrouche) :

N° des conduites	Du nœud	Au nœud	Longueur (m)	Diamètres (mm)	Débits (L/s)	Vitesse (m/s)
P-46	J-31	J-32	96,14	300	62,34	0,88
P-47	J-32	J-33	74,5	160	29,15	1,45
P-48	J-33	J-34	68,57	160	24,19	1,2
P-49	J-34	J-35	396,8	110	11,57	1,22
P-50	J-35	J-36	103,6	110	8,86	0,93
P-51	J-36	J-37	96	110	7,59	0,8
P-52	J-37	J-38	174,89	110	-7,53	0,79
P-53	J-38	J-39	100,35	90	-4,6	0,72
P-54	J-39	J-40	104,21	90	-4,14	0,65
P-55	J-40	J-34	223,52	90	-8,49	1,33
P-56	J-38	J-41	125,72	75	-3,19	0,72
P-57	J-41	J-42	222,17	90	-5,28	0,83
P-58	J-42	J-43	63,81	90	1,04	0,16
P-59	J-43	J-44	223,2	75	-0,68	0,15
P-60	J-44	J-45	111,22	75	-2,69	0,61
P-61	J-45	J-46	112,63	125	-7,17	0,58
P-62	J-46	J-47	252,12	125	-12,03	0,98
P-63	J-47	J-48	73,36	90	-4,66	0,73
P-64	J-48	J-49	253,29	110	10,49	1,1
P-65	J-49	J-50	127,13	125	8,75	0,71
P-66	J-50	J-42	29,28	125	8,21	0,67
P-67	J-50	J-45	228,3	75	-1,77	0,4
P-68	J-38	J-51	128,45	50	-2,15	1,1
P-69	J-51	J-52	96,75	75	-4,48	1,01
P-71	J-39	J-36	174,59	50	0,98	0,5
P-72	J-40	J-35	173,71	60	1,34	0,47
P-73	J-52	J-53	60,31	60	4,2	1,49
P-74	J-53	J-39	70,31	60	3,52	1,24
P-75	J-53	J-33	333,69	60	-2,1	0,74
P-76	J-52	J-54	279,64	125	-11,3	0,92
P-77	J-54	J-32	48,08	200	-31,88	1,01
P-78	J-48	J-54	124,11	160	-17,86	0,89
P-79	J-51	J-49	81,36	60	0,49	0,17
P-80	J-49	J-46	178,11	75	-1,61	0,36
P-81	J-47	J-31	243,16	125	-10,78	0,88
P-82	J-37	J-55	257,73	110	11,96	1,26
P-83	J-55	J-56	186,17	90	3,9	0,61
P-84	J-56	J-57	268,35	63	1,18	0,38
P-85	J-57	J-58	138,37	63	-1,26	0,41
P-86	J-58	J-55	274,59	90	-3,74	0,59
P-87	J-59	J-1	674,42	200	43,99	1,4
P-88	J-59	PRV-4	764,86	300	75,16	1,06
P-89	PRV-4	J-31	514,24	300	75,16	1,06
P-90	T-7	PRV-5	115,42	350	119,15	1,24
P-91	PRV-5	J-59	60,6	350	119,15	1,24

Interprétation :

Les résultats des tableaux montrent que, la majorité des vitesses sont entre 0.5 m/s et 1.5 m/s la chose qui permet le bon fonctionnement du réseau.

3.2. Résultats de calcul aux nœuds pendant l'heure de pointe en cas d'incendie :

Dans ce cas le calcul se fait de la même manière que le cas précédent, mais seulement on doit s'assurer que le débit d'incendie donné par les réservoirs (17l/s) se trouve au point le plus défavorable qui est dans notre cas le nœud n°25 au centre sidi Madani et le nœud n°44 au centre oued kerrouche.

Les résultats de calcul du réseau pendant l'heure de pointe et incendie seront représentés par le schéma suivant :

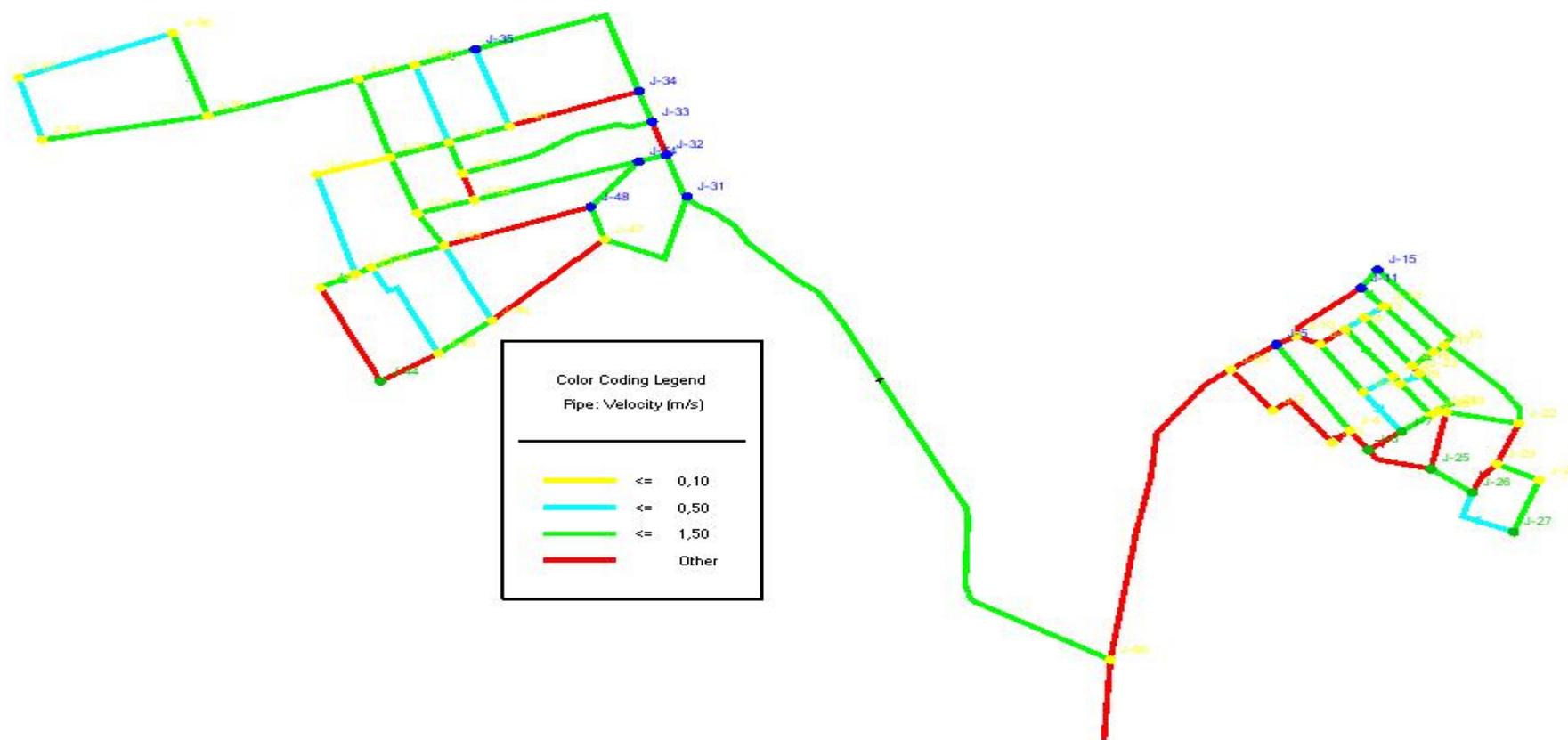


Figure V.2 : Schéma de réseau en 2025 (cas d'incendie)

Interprétation :

En cas d'incendie les pressions diminuent (voir le schéma), mais elles restent toujours dans la gamme admissible.

Donc le réseau en 2025 capable de fournir le débit d'incendie sans influence sur les autres consommateurs.

V.4. Conclusion :

La simulation de réseau a l'horizon 2025 il donne un bon résultat, du point de vue, vitesse, pression .malgré l'augmentation de consommation journalière, ce la revient les travaux à mettre en œuvre (voir chapitre V) pour pérenniser la desserte en eau des abonnés et nous avons donné des solutions économiques et afin d'anticiper l'évolution probable des besoins et les faiblesses hydrauliques qui pourraient en résulter.

Les changements que nous proposons vont améliorer la distribution d'eau pendant les heures ou il y'a une forte demande, néanmoins ; ces changements ne peuvent assurer la demande en eau convenablement au delà de 2025.

V.5. mobilisation de la source d'eau :

Dans le chapitre II, le calcul des besoins en eau a montré que un peut de déficit en matière de source, par conséquence cette source a long terme sera encore insuffisante. Pour

remède a ce problème de source, nous proposons d'exploiter les eaux de source Natural sidi Ezzraimi.

Selon l'information recueil au niveau (source ANRH) ; un programme de travail a été dégagé pour l'approche générale des caractéristiques du milieu, faite par le bureau d'étude **BET WATER CONSULT** a été sollicité par l'APC de Chiffa pour une étude de la source localisée aux piedmonts de la zone montagneuse pour l'adduction vers le réservoir de sidi Ezzraimi, nous avons donne une brève présentation de la source :

La source Sidi Ezzraimi est localisée dans une zone boisée à une altitude de 421 m. cette source possède un système de captage qui date au temps des colons.

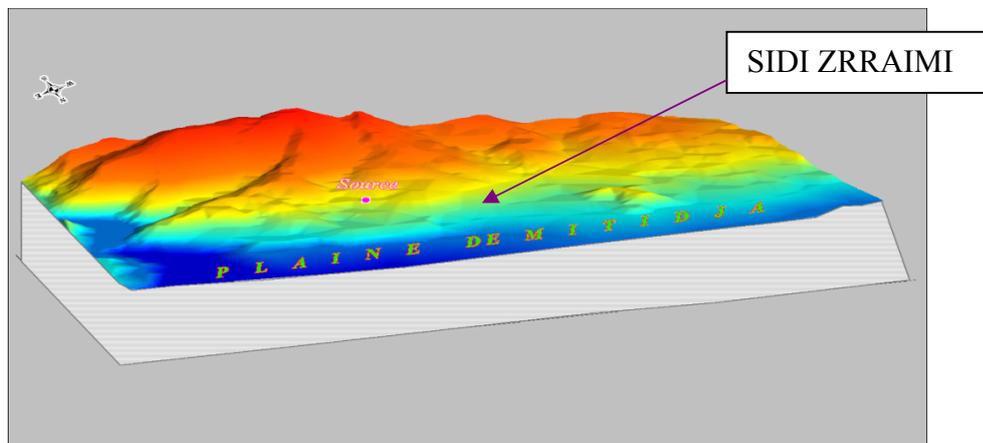


Figure. V.3: Localisation de la zone d'étude (trois dimensions : 3D) Source Sidi Ezzraimi.

V.81.- milieu naturel :

Cette zone se caractérise par un relief très accidenté inaccessible à une activité humaine. C'est une zone naturelle protégée contre toutes formes de pollution.



Figure .V .4 : Vue d'ensemble de la zone d'étude

V.8.2. prospection de terrain :

Dans le cadre de l'aménagement de la source Sidi ezzraimi, pour localiser le point d'eau à l'aide d'un appareil GPS (satellite position géographique) et des prélèvements pour

analyses physico-chimiques Les valeurs des points d'eau relevées à l'aide de GPS (satellite position géographique) sont les suivantes :

Source Sidi ezzraimi :

Coordonnées géographiques

X = 36° 24' 49''N

Y = 002°43'51E

Z = 421 m

Coordonnées LAMBERT

X = 503,125Km

Y = 346,100Km

Z = 421 m



Figure. V.5: Galeries de captage des eaux de Sidi ezzraimi

V .8.3.Etude Hydrogéologie :

Du point de vue hydrogéologique, les calcaires liasiques correspondent à des formations fissurées constituant un réservoir d'eau souterrain important d'où l'émergence constaté là ou il y a un contact avec le substratum marneux, imperméable, du cénomaniens.

Le débit maximum enregistré est évalué entre 4 l/s durant la période des basses eaux et de 5 l/s pendant la période des hautes eaux pour la source Sidi ezzraimi.

Résultats d'analyses physico-chimiques de la source SIDI ezzraimi - octobre 2009 sont représentés par diagramme de piper :

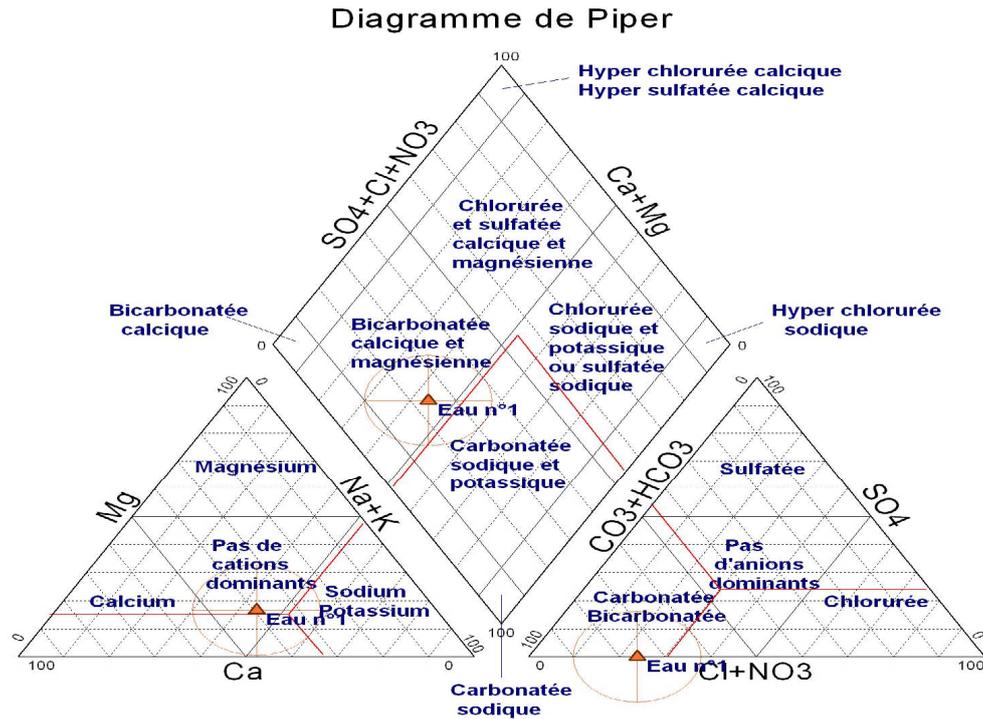


Figure. V.6 : Classification de l'eau de la source selon le diagramme de piper

La classification des eaux d'analyses de la source de Sidi ezzraïmi selon le diagramme de PIPER donne un faciès chimique de type bicarbonaté calcique et magnésique.

Cette présence de bicarbonate calcique et magnésique prend naissance du lessivage des formations calcaires sous-jacente qui représente le principal réservoir d'eau souterraine.

V.8.4. Composition ionique des eaux de la source Sidi ezzraïmi :

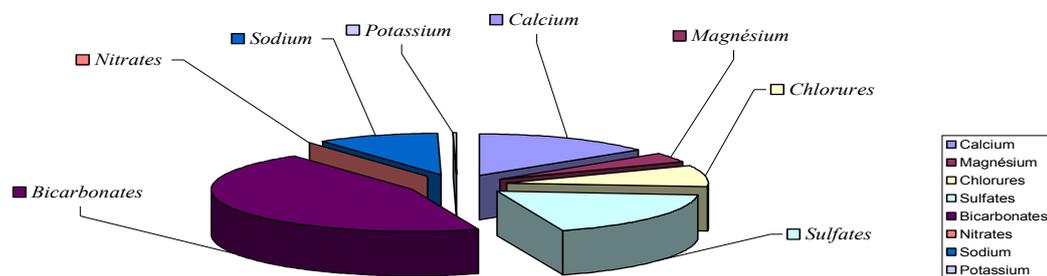


Figure .V.7: Composition chimique de la source Sidi ezzraïmi- octobre 2009

:

V.8.5.CONCLUSION :

La source dans cette zone est, en effet, étroitement liée aux terrains calcaires fissurés constituant un réservoir important d'eau qui assure la pérennité de la source.

Les eaux de la source correspondent à des eaux faiblement à légèrement minéralisées, riches en calcium et bicarbonates et magnésium.

Ces eaux sont de bonne qualité physico-chimiques et rentrent dans les normes des eaux de sources. Leur utilisation dans le domaine d'AEP ne sera que bénéfique pour la population.

Ces eaux possèdent des teneurs élevées en bicarbonates. Ces deux éléments : Bicarbonates et les sulfates sont **d'excellents stimulateurs de la digestion et les sulfates participent à la désintoxication de l'organisme**. En plus, le calcium et le magnésium sont présents en quantités élevées; ces éléments sont intéressants en tant qu'éléments nutritifs pour l'organisme.

En définitif, les eaux de la source Sidi ezzraimi sont des eaux de bonne qualité et sont classés en tant que des eaux de source, avec un débit de $432\text{m}^3/\text{j}$, donc cette source compensée le déficit enregistre son problème. avec une bonne norme potabilité voir l'annexe I.

Chapitre VI
Gestion et suivi du réseau

Chapitre VI Gestion et suivi du réseau

VI.1. Introduction

A l'heure où la préservation des ressources en eau est devenue un enjeu partagé par l'ensemble de la population, la promotion des économies d'eau et la maîtrise des prélèvements deviennent indispensables, notamment dans le domaine de l'alimentation en eau potable où la dégradation de certains équipements devient parfois génératrice d'importants gaspillages. Le patrimoine constitué par les réseaux d'eau potable est le résultat des investissements réalisés par les collectivités publiques depuis de très nombreuses années. Au-delà de leur maintenance, il s'agit aujourd'hui d'assurer le renouvellement des canalisations de la manière la plus pertinente.

VI.2. But de la gestion

La gestion des systèmes d'A.E.P a pour but :

- d'assurer la pérennité des ouvrages par des opérations de conservation,
- d'assurer l'entretien courant des réseaux et des ouvrages mécaniques par des interventions de nettoyage, et de maintenance,
- l'exploitation par la régulation des débits et la synchronisation : relevage, traitement, stockage et distribution...

VI.3. Pérennité des ouvrages

L'objectif primordial de tous gestionnaires est sans nul doute d'assurer la pérennité des tous les ouvrages (d'adduction, stockage, distribution) pour augmenter leurs durées de vie. Pour atteindre cette objectif, un bon gestionnaire doit tenir compte les paramètres suivant :

1. faire une étude sérieuse sur le régime transitoire en dimensionnant parfaitement le réservoir anti-bélier et en faisant un bon dimensionnement mécanique ;
2. tenir compte de la protection contre la corrosion dans le cas des conduites en acier même si le sol n'est pas agressif ;
3. faire un mode de remplissage par un dixième de débit pour le mise en fonctionnement du réseau de distribution ;
4. prévoir une arrivé par le font pour le remplissage du réservoir de stockage pour pallier au problème de l'entartrage.

VI.4. Entretien du réseau [7]

4.1. Lutte contre l'entartrage

L'entartrage dans le réseau est généralement causé par :

- une baisse ou élévation de température ;
- une variation des vitesses dans les tronçons ;
- une stagnation d'eau dans le réseau.

Pour lutter contre ce phénomène, il ya lieu :

- soit d'injecter de poly phosphate (2 mg/l) qui constitue un traitement préventif ;

Pour le cas de notre projet d'étude, comme la source est superficielle, il est donc impératif d'ajuster le PH de l'eau à la sortie des filtres pour stabiliser l'eau afin de pallier à un éventuel dépôt de carbonate de calcium dans les ouvrages de stockage ainsi que dans le réseau de distribution.

4.2. Exploitation

La bonne conduite de l'exploitation d'un réseau d'A.E.P permet de réduire les risques de défaillance des équipements et des installations ; réduire ainsi les coûts de remise en état. L'exploitant est tenu alors d'accomplir avec rigueur des tâches nombreuses telles que :

- le maintien en bon état des équipements ;
- les visites de contrôle du fonctionnement des équipements et des installations,
- les opérations d'entretien systématique liées au fonctionnement quotidien des installations ainsi que les interventions de première urgence,
- les mesures quotidiennes notamment les relevés des paramètres d'exploitation, les analyses, la signalisation des défauts, et les mesures du rendement.

4.3 .La surveillance

La surveillance d'un ouvrage a pour but essentielle de connaître et si possible de prévenir toute dégradation afin de le maintenir en bon état et le rendre ainsi apte à remplir ses fonctions.

4.4. La maintenance

La maintenance regroupe les actions de dépannage, de révision et de vérification périodiques des équipements et des installations.

Il existe différentes façons d'organiser les actions de maintenance :

- Maintenance préventive attitude dictée par des exigences de sûreté de fonctionnement:
 - Systématique : effectuée selon un échancier établi à partir d'un temps d'usage ou d'un nombre d'unités d'usage ;
 - Conditionnelle : réalisée à la suite d'une analyse révélatrice de l'état de dégradation de l'équipement.
- Maintenance corrective, effectuée après défaillance, attitude fataliste consistant à attendre la panne pour procéder à une intervention :
 - Palliative : dépannage provisoire de l'équipement, permettant à celui-ci d'assurer tout ou une partie d'une fonction requise ; il doit toutefois être suivi d'une action curative dans les plus brefs délais ;

La mise en œuvre d'une maintenance curative efficace nécessite :

- Une parfaite connaissance des installations (fiche technique, catalogue des pièces de recharge etc.).
- Du personnel qualifié.

VI.5. La gestion patrimoniale [7]

La qualité de la gestion patrimoniale impacte la performance du service sur trois thèmes principaux, où il apparaît que la gestion du réseau est indissociable de celle de la ressource et des installations de traitement :

- La qualité de l'eau distribuée,
- La continuité du service,
- La préservation quantitative des ressources en eau.

En matière de qualité de l'eau distribuée, les objectifs doivent bien sûr être les mêmes dans tous les services : assurer en permanence au consommateur une eau conforme à la réglementation sanitaire. Même si l'eau qui y est introduite est parfaitement conforme, le réseau de distribution peut être à l'origine de non conformités (couleur, plomb, bactériologie...).

En effet, les interactions entre la qualité et les caractéristiques de l'eau à la sortie de l'installation de traitement, la nature des canalisations, le temps de séjour de l'eau dans le réseau constituent une problématique complexe, pouvant être responsable de la dégradation de la qualité de l'eau du fait de : corrosion interne, dissolution de matériaux en contact avec l'eau etc.....

En effet, l'état des canalisations ne dépend pas seulement de leur âge mais d'un grand nombre de facteurs d'environnement (corrosivité de l'eau et du sol, trafic, pressions) et de caractéristiques de la canalisation elle-même (matériaux, conditions de pose).

Par ailleurs il semble impossible de fixer dans ce domaine un objectif de performance uniforme pour tous les services d'eau : les enjeux économiques comme les attentes des clients sont particulièrement contrastés d'un service à l'autre dans ce domaine, une rupture temporaire d'alimentation ayant évidemment des conséquences économiques et sociales très différentes suivant qu'elle affecte un hôpital ou une maison secondaire, une habitation isolée ou une ville entière.

5.1 .La préservation de la ressource en eau

Elle est aussi impactée par les politiques de gestion patrimoniale au travers des pertes en eau du réseau, mesurées par son rendement global.

5.2. L'influence du milieu environnant les conduites

L'influence du milieu environnant sur les conduites varie fortement en fonction de la localisation et du contexte des collectivités étudiées. C'est là un premier facteur déterminant le caractère local de la problématique de la gestion patrimoniale des réseaux.

De multiples facteurs interviendront, ainsi :

- la présence de nappes phréatiques.
- les mouvements de terrain.
- les charges du trafic et du poids des terres transmises aux conduites.

- la qualité des remblais et des travaux de compactage des sols.
- les désordres liés aux butées lorsqu'elles sont mal placées et mal dimensionnées.
- les mouvements de déstabilisation des sols causés par la pose, le remplacement ou les interventions d'entretien d'autres réseaux techniques ou par des travaux de voirie.
- la présence de courants vagabonds générés par des installations électriques.
- les variations de températures, par les effets de dilatation ou contraction des conduites liés aux effets mécaniques du gel des sols puis du dégel.
- l'agressivité naturelle de certains terrains qui peuvent induire des phénomènes de corrosion externe.
- la présence dans le terrain de produits corrosifs ou chimiques.

5.3. Les effets des caractéristiques physico-chimiques de l'eau transportée

Les désordres engendrés par la qualité de l'eau peuvent être liés soit à un problème d'équilibre calo-carbonique, soit à un problème de corrosivité d'une eau à l'équilibre (chlorures, sulfates, température...).

Ces désordres peuvent être très divers :

- phénomènes d'eaux rouges ou noires liés à des problèmes de Fer ou Manganèse ;
- corrosion interne ;
- corrosion bactérienne ;
- attaques des soudures et joints matés au plomb...

La prévention de ces désordres passera par des actions de traitement de l'eau, et en particulier par la remise à l'équilibre des eaux.

VI.6. Les effets des paramètres hydrauliques du fonctionnement des réseaux [7]

Un débit insuffisant peut faciliter la formation des dépôts dans les canalisations.

Une pression trop faible posera des problèmes pour l'alimentation des points hauts mais n'engendrera pas de casses au niveau des conduites. En revanche, une pression trop forte provoquera des fuites et des casses au niveau des points les plus fragiles du réseau.

Les variations brusques de débit engendreront, elles, des coups de bélier générateurs de fatigue progressive des tuyaux, d'endommagement des joints, voire de casses.

L'entretien et la maintenance régulière des organes régulateurs de pression constituent donc des tâches essentielles pour la préservation du patrimoine « réseau d'eau potable ». Elles vont avoir un impact positif sur la durée de vie des infrastructures.

Enfin le temps de séjour de l'eau, déterminé par le dimensionnement et le fonctionnement hydraulique du réseau, dégradera la qualité de l'eau s'il est trop élevé. Il sera alors nécessaire de modifier la configuration du réseau (abandon de conduites, sectorisation...) pour atteindre des temps de séjour acceptables en tout point du réseau. Ce type d'intervention sur le patrimoine peut être d'une grande ampleur et d'une certaine complexité lorsqu'il s'agit de corriger une longue évolution historique d'un réseau.

6.1. Les outils de suivi de la qualité de l'eau en réseau

Ces outils ont pour but de caractériser la dégradation de la qualité de l'eau du fait :

- Des conduites en elles-mêmes (corrosion) ;
- d'un problème de conception du réseau (surdimensionnement du diamètre, longueur des conduites pour un nombre limité de branchements...) entraînant un temps de séjour trop élevé synonyme d'encrassement important.

Ce type de démarche est basé sur des campagnes de prélèvements et d'analyse des eaux, en différents points d'un réseau, et en différentes conditions. Ainsi l'analyse et la comparaison des résultats obtenus avec des prélèvements à fort et à faible débit permettent de localiser les zones où il y a problème d'encrassement ou de corrosion des conduites.

6.3. Surveillance courant des adductions et du réseau

Les travaux d'entretien doivent garantir à la fois la salubrité et le rendement des réseaux.

L'entretien courant concerne tous les appareils de fontainerie qui doivent être visités périodiquement.

Parmi les principaux travaux d'entretien il y'a lieu de citer la détection de fuite d'eau et la désincrustation des canalisations.

Pour l'exploitant la première tâche est de suivre le fonctionnement des adductions et des réseaux. Cette surveillance systématique s'appuie sur les observations faites lors de l'entretien courant des ouvrages et sur l'interprétation des opérations faites à l'occasion des travaux de réparation.

Les opérations d'inspection et d'entretien devant être effectuées au niveau du réseau sont :

➤ Contrôles mensuels

Il concerne :

- le tracé des conduites d'adduction : le but est de rechercher les affaissements éventuels, les écoulements d'eau, les travaux à proximité des conduites,
- les ouvrages en ligne : il s'agit de vérifier leur état, l'étanchéité de la fermeture des trappes de regard et des portes,
- Les ouvrages de croisement.

➤ Contrôles semestriels

Il concerne :

- les réducteurs de pression, soupapes de sécurité et d'aération,
- les conduites et organes de robinetterie.

➤ Contrôles annuels

Il concerne :

- les organes de sectionnement, dispositif de protection contre les ruptures de conduites (fonctionnement, état, étanchéité, accessibilité, position, etc.),
- les réducteurs de pression, soupape de sécurité, et d'aération, fonctionnement étanchéité,

- les bouches d'incendie : fonctionnement, état, vidange, plaques indicatrices, présence de clé et de tuyau de prise,
- les conduites : étanchéité, nettoyage, en particulier des tronçons secondaires et ceux en bout du réseau, capacité de transit des conduites d'adduction et principales (mesure de débit et pression).

VI.7. Lutte contre le vieillissement des réseaux

Quelque soit la nature du terrain de la pose, les conduites d'adduction gravitaire ou par refoulement, aussi bien que celles de distribution, sont menacées de dégradation ou de destruction par des causes diverses naturelles ou artificielles. Leur bonne conservation dépend, en premier lieu, de la qualité du matériau dont elles sont constituées et surtout de son adaptation aux caractéristiques physico-chimiques des terrains dans lesquels elles sont posées. Ceci est vrai pour les différentes natures de matériaux, mais principalement pour les conduites métalliques : fer, fonte, acier, etc., ainsi que pour celles, telles que les conduites en béton armé, dans la constitution desquelles il entre des matériaux ferreux.

Cependant diverses méthodes sont employées pour protéger les conduites contre le vieillissement.

VI.10. La gestion des forages : [6]

Pour exploiter correctement un captage d'eau souterraine, on doit impérativement considérer que le captage et le pompage sont indissociablement liés. On ne serait en aucun cas de gérer l'un sans l'autre. Trois conditions essentielles pour assurer la gestion de cet ensemble particulier que constituent le captage et son pompage.

10.1. Adapter la pompe au captage :

Il est fondamental que l'ouvrage soit équipé en fonction de ses caractéristiques propres, identifiées à la vue des résultats des pompages d'essai, et non en fonction des besoins à couvrir qui se réalisent après le nettoyage, ou le développement d'un ouvrage. La surexploitation d'un captage entraînera inévitablement des phénomènes graves d'ensablement, de corrosion, de colmatage, etc. Il convient soit de réaliser d'autres ouvrages d'appoint dont on pourra fixer les consignes d'exploitation qu'après avoir réalisé des essais, soit d'augmenter les capacités de stockage par la création du réservoir.

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

- caractéristiques du réseau d'exhaure (forage directement connecté au réseau après une simple chloration, au forage alimentant en eau brute une installation de traitement) ;
- équipement de l'ouvrage, position de la crépine, localisation de la chambre de pompage, diamètre de l'équipement, etc.
- caractéristiques hydrogéologiques locales, position du niveau piézométrique, du niveau dynamique, du régime de pompage prévisible ;
- NPSH de la pompe, en particulier pour les ouvrages dont le niveau dynamique est très bas (aquifère peu épais, risque de vortex) ;
- Risque d'interférence avec d'autre forage au sein d'un champ captant ;

- Position géographique du captage par rapport aux unités de traitement, l'installation de limiteurs de débit permet notamment de minimiser les oscillations du niveau de la nappe en exploitation.

Le pompage d'essai permet de déterminer :

- Les caractéristiques de complexe aquifère/ouvrage, avec la courbe caractéristique $S = f(Q)$

Tel que :

S : est le rabattement (m)

Q : le débit (m^3/s)

- Les paramètres hydrodynamiques, S et T, calculés d'après les pompages d'essai de longue durée

S : coefficient d'emmagasinement

T : transmissivités.

- les conditions d'exploitation de l'ouvrage.
- L'évolution du rabattement en fonction du débit et du temps pour une exploitation de longue durée.

VI.11. Gestion et exploitation des réservoirs : [6]

Les réservoirs sont des ouvrages de stockage dont la durée de vie est généralement longue (50 ans minimum) les problèmes d'exploitation ou d'entretien peuvent concerner les réservoirs trouvent le plus souvent leur origine dans les insuffisances au niveau de la conception.

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

VI .11.1 Equipement des réservoirs [11]

Au niveau de la conception des équipements, il convient bien entendu d'étudier de façon correcte les problèmes proprement hydrauliques du réservoir mais également les problèmes liés à l'exploitation en prévoyant les équipements permettant à l'exploitant d'être informé sur les conditions de fonctionnement et en ne perdant pas par ailleurs de vue qu'il sera nécessaire d'intervenir sur le réservoir chaque année pour le nettoyage et plusieurs fois dans la vie de l'ouvrage pour des opérations d'entretien (génie civil, équipement hydrauliques...)

La liste des équipements qui doit être installés dans un réservoir est représentée dans le tableau **VI.1**

Tableau VI.1 : équipement des réservoirs

Fonction	équipements
hydraulique	<ul style="list-style-type: none"> • Vannas diverses • Clapet • Equipements de trop plein • Vidange • Siphon pour réserve d'incendie • Canalisation 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 • Trappes de visite pour le personnel et le matériel
Qualité de l'eau	<ul style="list-style-type: none"> • Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'eau • Equipement ou disposition pour le renouvellement de l'air • Robinet de prélèvement • Equipement de désinfection, analyseurs,
Sécurité lors des interventions	<ul style="list-style-type: none"> • Passerelle • Echelle à crinoline • Garde –corps • Ancrage pour harnais de sécurité • Eclairage

VI.11.2 .Aspects liés à l'exploitation des réservoirs :

Les réservoirs sont des ouvrages qui nécessitent des interventions régulières (opérations courante de surveillance, entretien et nettoyage) où occasionnelle

Les réservoirs doivent être conçus pour permettre ces interventions avec le maximum de facilité et de sécurité.

VI .11.2.1. Opération de nettoyage :

Le vidange et le nettoyage des réservoirs doit se faire au moins une fois par an. Ces opérations doivent être suivies d'une désinfection l'ouvrage et d'un contrôle de la qualité de l'eau après remise en eau de l'ouvrage.

Prévention des accidents (sécurité) :

Un réservoir est un ouvrage qui présente un certain nombre de risques (chutes, noyades, asphyxie,...) pour le personnel d'exploitation et des précautions particulières doivent impérativement être observées.

Les premières dispositions sont bien entendu à prendre au moment de la conception de façon à ménager des moyens d'accès et de circulation commodes et conformes aux règles de sécurité.

Ces dispositions doivent comprendre la mise en place des garde-corps, mains-courantes, plinthes, portillons ou chaîne de sécurité, escalier, échelles, crinolines, crosses,...

VI.12. 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. Le sous dimensionnement où le surdimensionnement d'un réseau aura une conséquence démesurée sur la gestion de ce dernier. Par ailleurs, il est conseillé de prendre de mesure préventive pour lutter efficacement contre les dépôts et l'entartrage qui réduisent considérablement la durée de vie des réseaux.

Chapitre VII

Pose de canalisation et accessoires

Chapitre VII

Pose de canalisation et accessoires

VII.1.Introduction

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certain cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient rigoureusement entretenues et protégées. Dans notre projet, nous avons procédé à l'étude d'une adduction. Cependant pour compléter cette dernière, nous ne devons pas négliger les accessoires à utiliser sur nos conduites.

VII.2. Pose de canalisation

VII.2.1. Principe de pose de canalisations [9]

Le levage et la manutention de tuyaux, les travaux dans les tranchées, sont des opérations dangereuses. Grâce aux instructions suivantes, la qualité des tuyaux et raccords ne sera pas détériorée lors de la pose et l'emboîtement et la procédure d'emboîtement ne sera pas compromise. Il est essentiel que ces opérations soient réalisées par un professionnel maîtrisant les procédures.

Les tuyaux doivent être manipulés avec soin, selon les recommandations du fabricant. Ils doivent être placés dans la tranchée avec un plan adapté à leur poids. Une grue mobile ou un ensemble bien conçu de chèvres à haubans peut être utilisé. Le positionnement des élingues doit être vérifié lorsque le tuyau se trouve juste au dessus de la tranchée pour garantir un bon équilibre.

Une conduite doit être toujours posée avec une légère pente afin de créer des points bas pour la vidange, et des points hauts pour l'évacuation de l'air entraîné soit lors du remplissage de la conduite soit pendant le fonctionnement. On adopte en conséquence un tracé en dents de scie avec des pentes de quelques millimètres par mètre et des changements de pente tout les 200 à 400 m.

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

VII.2.2. Pose de canalisation dans un terrain ordinaire

La canalisation est posée dans une tranchée ayant une largeur minimale de 60 cm.. Le fond de la tranchée est recouvert d'un lit de sable d'une épaisseur de 15 à 20 cm convenablement nivelé. Avant la mise en fouille, on possède à un triage de conduite de façon à écarter celles qui ont subies des chocs, des fissures, ..., après cela on pratique la décante en lit soit manuellement soit mécaniquement d'une façon lente. Dans le cas d'un soudage de joints, cette opération doit être faite de préférence en fond de tranchée en calant la

canalisation soit avec des butées de terre soit avec des tronçons de madriers en bois disposés dans le sens de la longueur de la tranchée.

Pour plus de sécurité, l'essai de pression des conduites et des joints doit toujours avoir lieu avec remblaiement. L'essai consiste au remplissage de la conduite par l'eau sous une pression de 1,5 fois la pression de service à laquelle sera soumise la conduite en cours de fonctionnement. Cette épreuve doit durer 30 min environ, la diminution de la pression ne doit pas excéder 0,2 Bars.

Le remblaiement doit être fait par couche de 20 à 30 cm exemplaires de pierre et bien pilonné et sera par la suite achevé avec des engins (figure VII.1).



Figure VII.1. : Pose de conduite dans un terrain ordinaire.

VII.2.3. Pose de canalisation dans un mauvais terrain

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

a) Cas d'un terrain peu consistant [1]

Pour éviter tout mouvement de la canalisation ultérieurement, celle-ci doit être posée sur une semelle en béton armé ou non avec interposition d'un lit de sable. La semelle peut être continue ou non en fonction de la nature du sol. Dans le cas où la canalisation repose sur des tasseaux, ces derniers doivent être placés plus proches des joints et soutenus par des pieux enfoncés jusqu'au bon sol (figure VII .2).

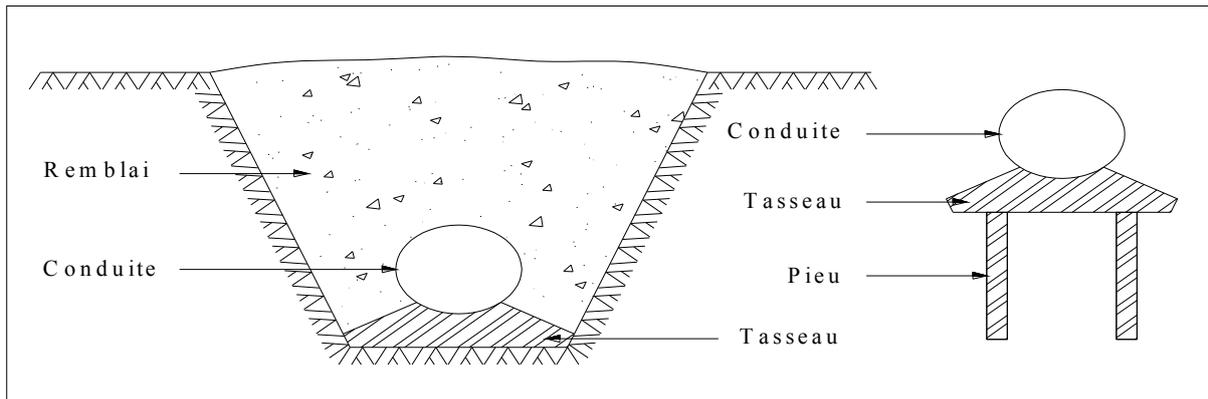


Figure VII.2. : Pose de conduites dans un terrain peu consistant.

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit une pose de canalisation sur les tasseaux et ceci dans les terrains de nature argileuse (voir l'étude géophysique, chapitre II).

b) Cas d'un terrain agressif

La protection des conduites enterrées en fonte, contre les phénomènes de corrosion, est à réaliser par une manche en film de polyéthylène (figure VII.3) lorsque le terrain présente une résistivité inférieure à $1500 \Omega \cdot \text{cm}$ ou lorsqu'il y a présence de sulfures, de sulfates ou de chlorures.

La manche en polyéthylène d'une certaine ampleur drapée la canalisation et doit la plaquer au maximum. La totalité du pli, dont l'extrémité est toujours dirigée vers le bas, se situe dans la partie supérieure de la canalisation. La manche est maintenue par des bandes adhésives ou des colliers souples à agrafage automatique à raison de 4 par tuyau. Les manches successives sont posées avec un recouvrement minimal de 0,30 m (figure VII.3).



Figure VII.3. : Pose de conduites dans un terrain agressif.

VII.2.4. Pose de canalisation en galerie [1]

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

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

Les canalisations de petit diamètre peuvent être placées dans un fourreau de diamètre supérieur et reposant sur des tasseaux en béton. Les robinets vannes sont placés dans des regards implantés de part et d'autre de la route (figure VII.4).

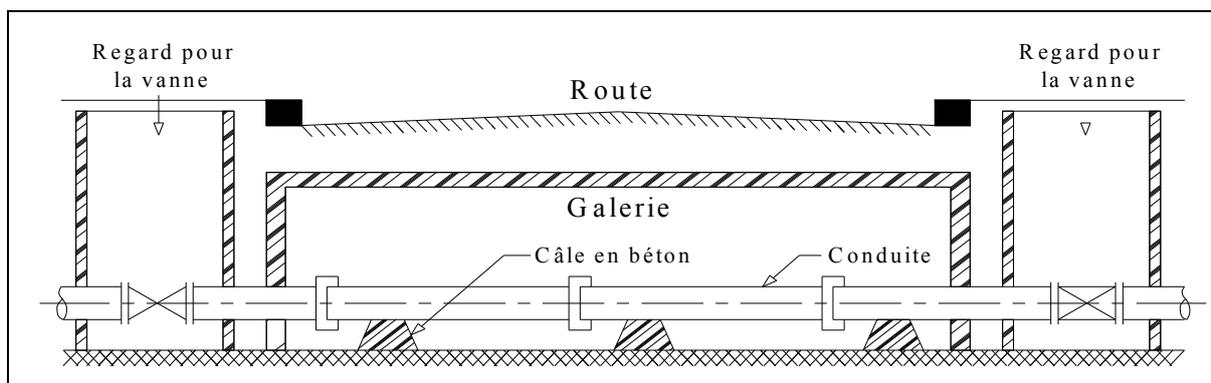


Figure VII.4 : Pose de canalisation en galeri

VII.2.5. Traversée d'une rivière [1]

La pose de canalisation à la traversée d'une rivière demande certains travaux confortatifs en fonction de l'état de la traversée et de l'importance de l'adduction. L'existence d'un pont-route servira également de support pour la canalisation, ou celle-ci sera accrochée au tablier. Dans le cas où le pont-route n'existe pas la canalisation pourra suivre le lit de rivière, posée sur des ouvrages spéciaux (Tasseaux par exemple) et couverte de tout-venant pour être protégée contre les chocs (Dus à la navigation par exemple).

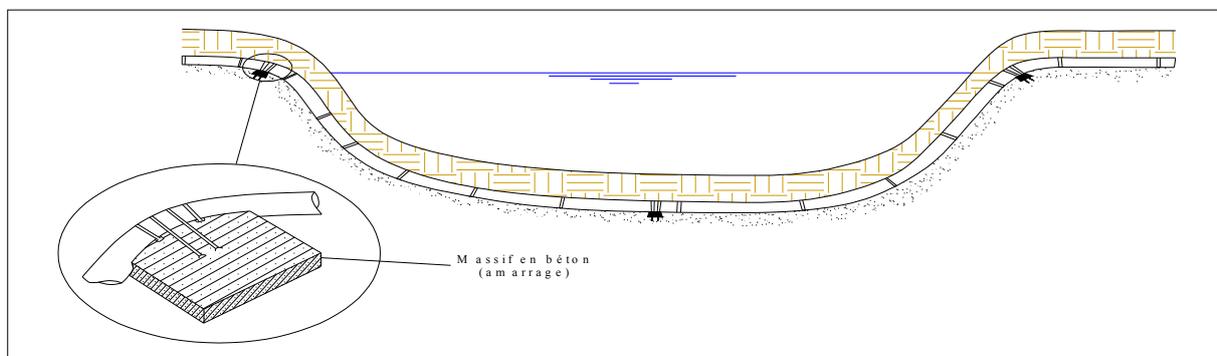


Figure VII.5: traversée d'une rivière

VII.2.6. Assemblage par emboîtement [9]

Avant l'assemblage, l'extérieur du bout uni et l'intérieur de l'emboîtement des deux éléments à raccorder devront être soigneusement nettoyés. Lorsque les distances d'insertion minimale et maximale ne sont pas précisées sur le tuyau. Selon les conseils du tableau VII.1.

Tableau VII.1: Nombre de tuyaux par kilogramme de pâte lubrifiante

DN	80/100/125	150/200	250	300/350	400/450	500	600	700
Nbre de tuyaux par kg de pâte lubrifiant	59	40	30	24	20	17	13	9

Il est important de ne pas appliquer de lubrifiant sur la surface d'encrage du joint.

Tableau VII.2: Profondeur d'insertion des tuyaux et des raccords

DN	Profondeur d'insertion des tuyaux		Déviation maximale de l'emboîtement (°)	Profondeur d'insertion des raccords	
	Max. (mm)	Min. (mm)		Max. (mm)	Min. (mm)
80	80	53	5	73	49
100	80	53	5	74	50
125	80	53	5	74	50
150	80	53	5	74	51
200	87	60	4	81	58
250	94	66	4	89	61
300	101	68	4	97	66
350	98	68	3	96	68
400	109	75	3	106	74
450	103	76	3	102	75
500	113	81	3	112	82
600	121	83	3	120	87
700	140	94	2	140	94
800	145	89	2	145	89
900	155	89	1°30'	155	89
1000	155	89	1°30'	155	89

Le joint d'étanchéité en caoutchouc doit être inspecté pour vérifier qu'il n'est ni déformé ni endommagé. Il doit être nettoyé, fléchi puis placé au fond de l'emboîture, contre le

renflement. Il faut également s'assurer que le joint circulaire épouse de manière uniforme la totalité de la circonférence et qu'il est lisse de tout renflement qui pourrait empêcher l'entrée du bout uni.

Sur les tuyaux de grands diamètres, cette opération peut être réalisée en formant deux ou trois boucles dans le joint, puis en plaquant ces boucles l'une après l'autre contre l'emboîture du tuyau.

Une mince couche de lubrifiant est appliquée sur la face intérieure du joint circulaire, aux endroits où il viendra en contact avec le bout uni, lequel peut recevoir le même traitement sur une distance de 75 mm depuis son extrémité. Le bout uni à emboîter doit être aligné et poussé avec précaution dans l'emboîture, jusqu'à ce qu'il vienne en contact avec le joint d'étanchéité. L'assemblage final est réalisé partir de cette position.

L'emboîtement est ensuite effectué en forçant le bout mâle à traverser le joint circulaire du tuyau récepteur, comprimant ainsi le joint, jusqu'à ce que la surface d'emboîture soit positionnée entre les distances d'insertion minimale et maximale (voir tableau VII.2)

VI.3. Accessoires

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

- ✓ Assurer un bon écoulement ;
- ✓ Régulariser les pressions et mesurer les débits ;
- ✓ Protéger les canalisations ;
- ✓ Changer la direction ;
- ✓ Raccorder deux conduites ;
- ✓ Changer le diamètre ;

VI.3.1. Robinets vannes

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

On distingue les robinets vannes à coin (à opercule) et les robinets vannes papillon :

a) Robinet vanne à coin (à opercule) [3]

Les robinets vannes à opercule sont des appareils de sectionnement qui doivent être complètement ouverts ou fermés. Leur encombrement est considérable comparé à celui des vannes papillon. L'arrêt est fait par un obturateur en forme de coin.

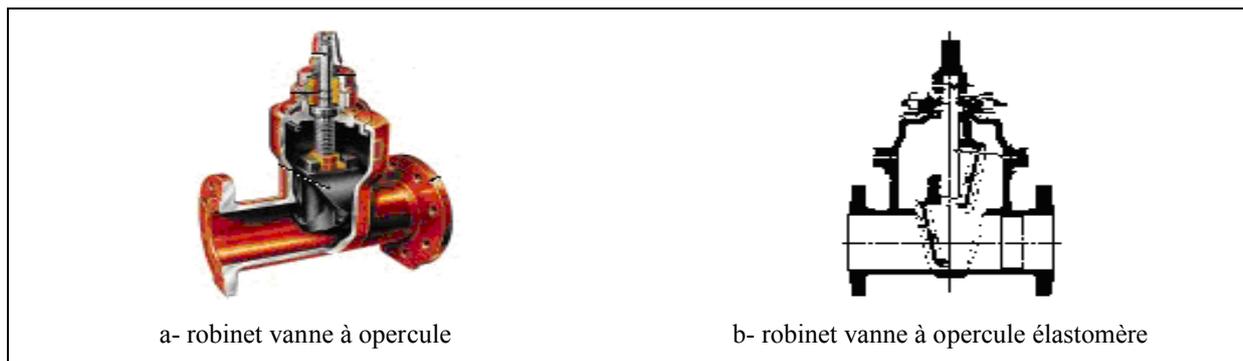


Figure VII.6 : Robinets vanne à opercule (D'après document Pont-à-Mousson)

b) Vannes papillons [3]

Les vannes papillon peuvent aussi bien servir pour le sectionnement que pour le réglage des débits. Ils sont d'un encombrement réduit, légers, le couple de manoeuvre est faible. Elle occasionne une faible perte de charge.

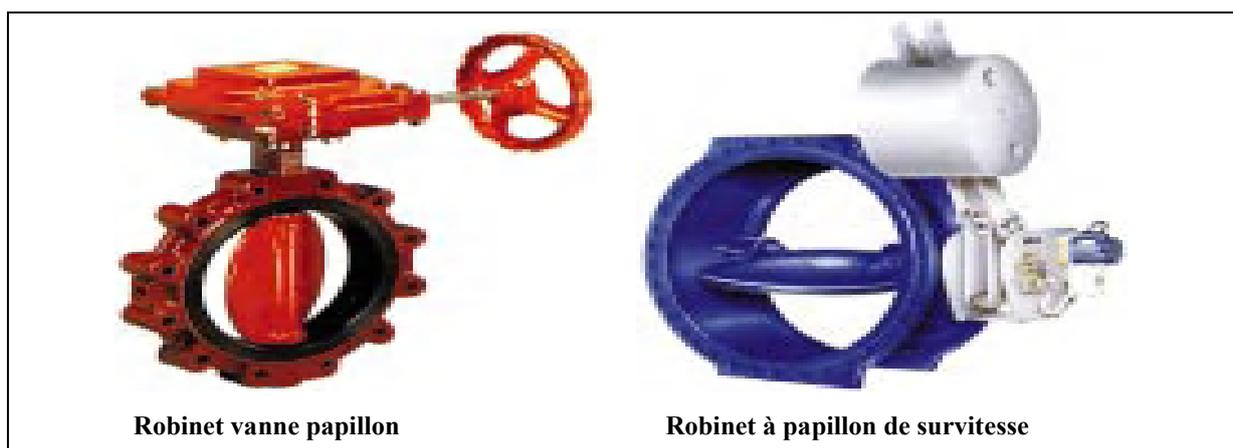


Figure VII.7 : Robinets vanne papillon (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation:

- Des robinets vanne à opercule à la sortie de la pompe Bezzar, sur la conduite d'arrivées et de vidange des réservoirs, sur la conduite d'aspiration de pompe et au maximum chaque 400m de la conduite gravitaire et de refoulement.
- Des robinets vanne papillon sur chaque conduite de départ du réservoir.

VII.3.2. Clapets anti retour [1] [10]

Le clapet anti retour est, en apparence, un appareil simple. Schématiquement, il fonctionne comme une porte. C'est un accessoire permettant l'écoulement du liquide dans un seul sens.

Dans la réalité, le clapet doit s'adapter à de nombreux fluides, à des installations très variées présentant à chaque fois des contraintes mécaniques, hydrauliques, physiques ou chimiques différentes.

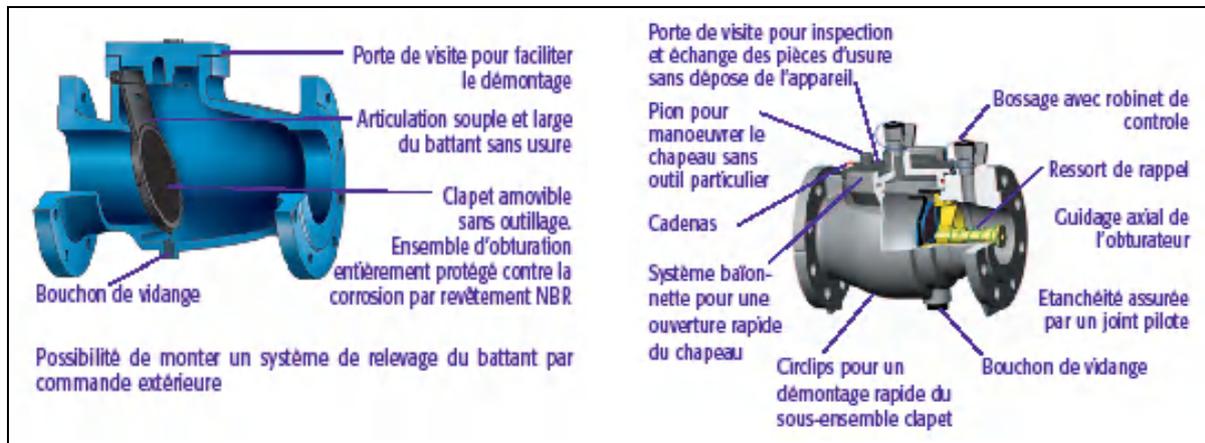


Figure VII.8 : Clapet à simple battant (à brides) (D'après document Danfoss Socla)

Remarque :

Dans notre cas, on prévoit l'installation d'un clapet anti retour à la sortie de la pompe.

VI.3.3. Ventouses [3]

Une accumulation d'air peut se faire aux points hauts d'une conduite. La poche d'air provoque des perturbations qu'il s'agit d'éviter : diminution de la section, arrêt complet des débits, diminution de la pression, coups de bélier.

L'évacuation de l'air se fait par l'intermédiaire d'une ventouse qui peut être manuelle ou automatique.

Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manoeuvre périodiquement.

Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable (figure VII.9).

Toutes ces ventouses sont disposées dans des regards visitables et leur bon fonctionnement doit être vérifié périodiquement.

Ces ventouses automatiques, en dehors de la suppression des poches d'air en fonctionnement normal, permettent également l'évacuation de l'air lors de la mise en eau de la canalisation et, réciproquement, l'admission de l'air lors de la vidange provoquée de la canalisation, ce qui permet d'éviter la mise en dépression de cette dernière.

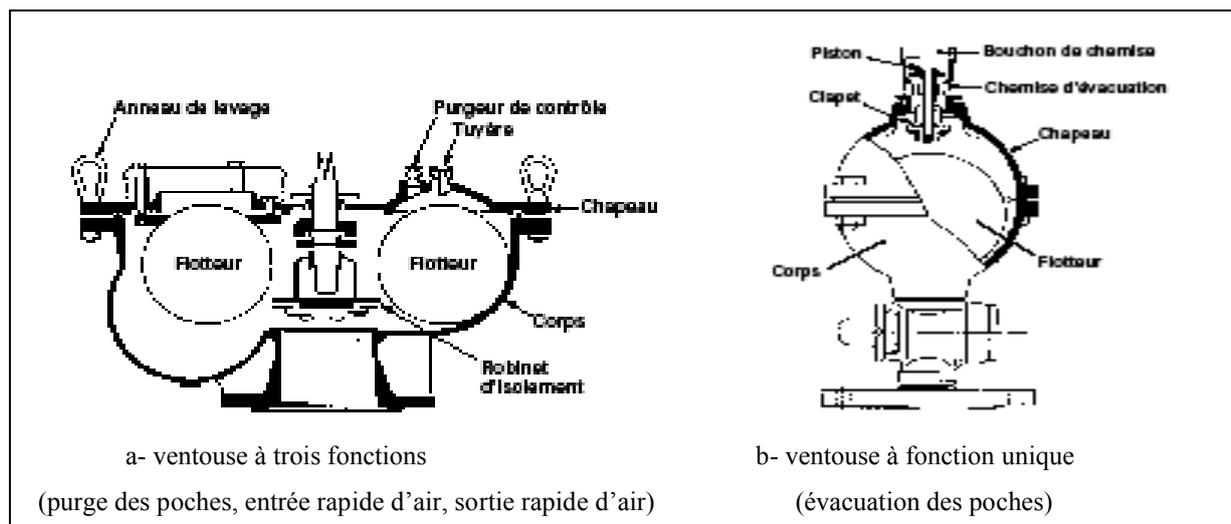


Figure VII.9: Ventouse (D'après document Pont-à-Mousson)

Remarque :

Dans notre projet, on opte pour les ventouses à trois fonctions car l'adduction mixte .

VII.3.4. Vannes de décharge [1]

C'est un robinet disposé au point bas du tracé en vue de la vidange de la conduite. La vidange se fait soit dans un égout (cas d'un réseau urbain), soit dans un fossé ou en plein air (cas d'une conduite compagne). Ce robinet sera posé dans un regard en maçonnerie facilement accessible.

VII.3.5. Moyens anti-bélier [4] [11]

Ils existent différents moyens de protection des installations contre le coup de bélier :

a) Cheminée d'équilibre : elle protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, elle ne peut l'établir économiquement que si la hauteur géométrique est faible. A cause de son encombrement, elle est déconseillée en AEP.

b) Volant d'inertie : couplé au moteur, il constitue un moyen permettant d'allonger le temps d'arrêt du moteur et cela protège les installations contre les dépressions.

c) Soupape de décharge : Elle ne lutte que contre les surpressions, elle est munie d'un ressort qui avec le temps devient raide et n'accomplit pas son rôle. La protection des installations contre les surpressions est accompagnée de perte d'eau par éjection en cas de gonflement.

d) Réservoirs d'air : il protège les installations aussi bien contre les surpressions que contre les dépressions, il est le meilleur remède contre le coup de bélier (figure VII.10).

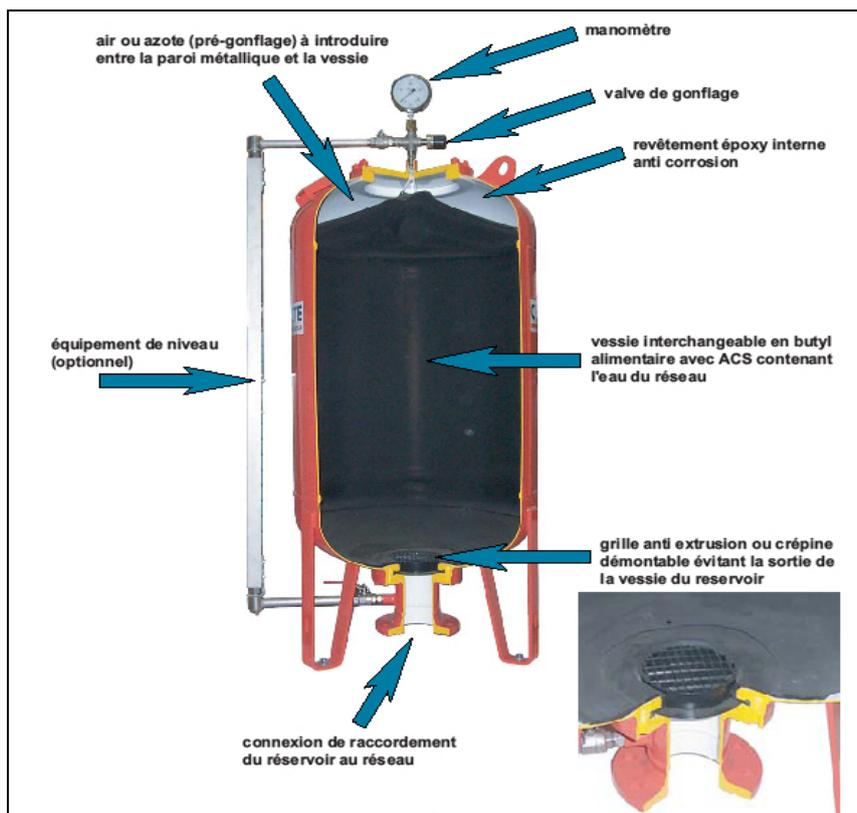


Figure VII.10 : Réservoir anti béliér à vessie butyle (d'après document CHARLATTE)

Remarque :

Dans notre projet, les réservoirs d'air s'imposent comme moyen anti béliér grâce à leurs avantages.

VII.3.6. By-pass [1]

Le by pass est utilisé pour :

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

Dans notre cas, les by pass sont placés parallèlement aux vannes de sectionnement se trouvant le long de la conduite gravitaire et de refoulement pour remplir les deux premiers rôles, et à l'intérieur de chambre de vannes pour remplir le troisième rôle.

VII.3.7. Poteaux d'incendie [1]

Les poteaux d'incendie sont plus nombreux et rapprochés lorsque les débits d'incendie sont plus élevés. Les poteaux d'incendie doivent comporter au moins deux prises latérales de 65mm de diamètre auxquelles on ajoute une prise frontale de 100 mm si le débit d'incendie dépasse 500 l/min ou si la pression de l'eau est faible.

Dans notre cas, on prévoit l'installation de deux poteaux d'incendie au niveau de station de pompage.

VII.3.8. Crépines [5]

La crépine évite l'entrée accidentelle de corps solides dans la pompe, elle est constituée par un cylindre perforé qui refuse le passage à des objets.

Il est à noter qu'une crépine doit toujours être entièrement immergée pour éviter les rentrées d'air (une marge suffisante doit être prévue pour le vortex) et éloignée d'environ 0,5 m du fond du puisard.

Remarque :

Dans notre cas, les crépines seront installées sur la conduite de départ (collecteur d'aspiration) à l'intérieur des réservoirs.

VII.3.9. Déversoirs de trop plein

Dans certains cas lorsque le débit d'apport est important, on a intérêt à transformer l'extrémité supérieure de la conduite de trop plein en forme d'entonnoir dimensionné.

VII.3.10. Joints de raccordement [3]

Les longueurs de tuyaux sont assemblées par des joints non verrouillés, verrouillés ou à brides. Les joints verrouillés permettent une autobutée des canalisations, évitant des massifs en béton lourds, encombrants et longs à réaliser. Les joints les plus couramment utilisés sont :

- ✓ le joint express (verrouillé ou non) ;
- ✓ le joint standard (verrouillé ou non) ;
- ✓ les joints automatiques verrouillés ;
- ✓ le joint à brides (fixe ou orientable).

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

Selon les diamètres et les types de joints, une certaine déviation est admise à la pose variant de 1 à 5° (figure VII.11).



Figure VII.11 : Déviation angulaire

VII.3.11. Organes de mesure [1]

a) Mesure de débit

Les appareils les plus utilisés au niveau des installations sont :

- Le diaphragme ;
- Le venturi ;
- La tuyère.

On crée une contraction de la section d'écoulement. Cette contraction entraîne une augmentation de la vitesse d'écoulement au droit de l'appareil se traduisant par une diminution de la pression (figure VII.12). La mesure s'effectue avec un capteur de pression différentielle.

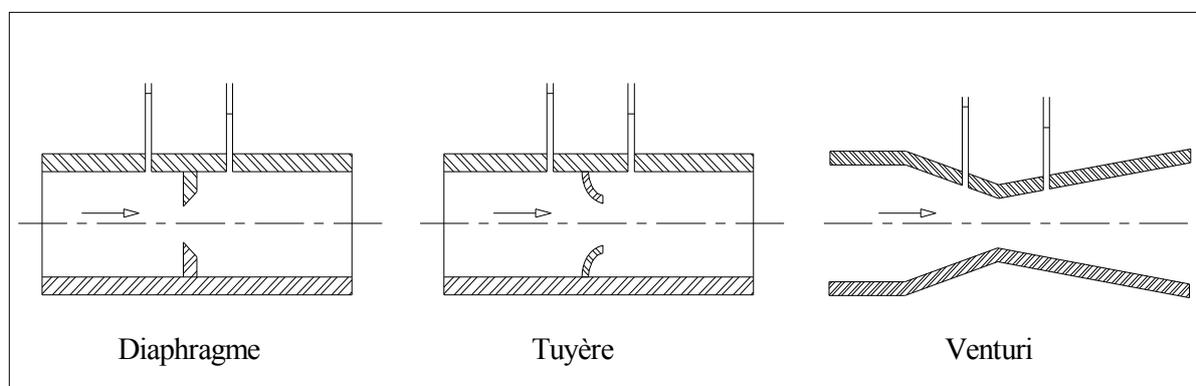


Figure VII.12 : Débitmètres déprimogènes

b) Mesure de pression

Les appareils les plus utilisés sont :

- *manomètres à aiguilles*

Dans les manomètres à aiguille, le mouvement est transmis à l'aiguille soit par un secteur denté soit par un levier soit par une membrane. L'avantage de cette transmission est la facilité d'étalonnage et son inconvénient réside dans usure rapide de la denture surtout si le manomètre subit des vibrations (figure VII.13).

- *manomètres à soufflet*

Ce sont des manomètres dont l'organe actif est un élément élastique en forme de soufflet. Sous l'effet de la pression, le soufflet se déforme dans la direction axiale. Les manomètres à soufflet présentent l'avantage d'éliminer le danger de gel et leur inconvénient réside dans leur sensibilité aux vibrations et au sur chauffage.



Figure VII.13: Manomètre (d'après document BAMO)

Remarque :

Dans notre cas, où l'installation sont en charge, on prévoit un manomètre à l'entrée et un autre à la sortie de la pompe.

VII.4. Organes de raccordement [1]

Les organes de raccordement sont nécessaires pour :

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

VII.4.1. Coudes

Les coudes sont des accessoires utiles surtout pour les réseaux maillé et ramifié, lorsque la conduite change de direction. Généralement, les coudes sont maintenus par des massifs de butées, convenablement dimensionnés.

On y distingue des coudes à deux emboîtements ou bien à emboîtements et à bout lisse ; les deux types de coude se présentent avec un angle α de : $\frac{1}{4}$ (90°), $\frac{1}{8}$ (45°), $\frac{1}{16}$ ($22^\circ 30'$),

$\frac{1}{32}$ ($11^\circ 15'$).

VII.4.2. Cônes

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

- ✓ Les cônes à deux emboîtements ;
- ✓ Les cônes à deux brides ;

- ✓ Les cônes à emboîtement et bride.

VII.4.3. Tés

Les tés sont utilisés dans le but de soutirer un débit d'une canalisation ou d'ajouter un débit complémentaire. Ils sont rencontrés au niveau des réseaux maillés, ramifiés et des canalisations d'adduction en cas de piquage.

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

VII.4.4. Joints de démontage

En pratique, on rencontre des manchons à bouts lisses des deux extrémités, à deux emboîtements, à emboîtement et bout lisse, à deux brides, à bride et bout lisse, à emboîtement et bride, on les rencontre surtout au niveau des montages des appareils accessoires (vannes, clapet...) et au niveau de certains joints.

VII.5. Conclusion

Après avoir étudié soigneusement la zone d'étude, et vu la nature du terrain ordinaire, nous optons pour une pose de canalisation classique, étant donné que nous avons une adduction à diamètre variable, la largeur et la profondeur de la tranchée seront variables le long du tracé.

Afin d'assurer un bon fonctionnement de réseau, les accessoires doivent être installés soigneusement, pour cela les raccordements seront effectués par des personnes qualifiées et compétentes. D'après les profils effectués pour chaque tronçon d'adduction, les accessoires à utilisés seront :

- ✓ Les réservoirs anti-bélier à la sortie de station de reprise.
- ✓ Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites;
- ✓ Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites;
- ✓ Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir;
- ✓ Les vannes papillons à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas ou les conduites éclatent.
- ✓ Les clapets anti-retour ;
- ✓ Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Chapitre VIII

Organisation de chantier

VIII.1.INTRODUCTION

L'organisation de chantier consiste à déterminer et à coordonner la mise en œuvre des moins nécessaire pour accomplir dans les meilleures conditions possibles les travaux à exécuter, ces travaux sont les opérations concourantes à la construction, la réparation, l'entretien ou la démolition d'un édifice (construction, bâtisse) de nature hydraulique ou génie civil.

Les terrassements forment la partie principale d'un grand nombre de travaux. Notamment la construction des voies de communication, des travaux des ports, en plus l'exécution des ouvrages d'art et des bâtiments.

Actuellement, les tendances principales du développement des machines de construction et de terrassement sont le changement de la transmission hydraulique et l'augmentation de la puissance ou de la capacité des machines, et leur mécanique est plus en plus complexe.

Avant d'aller sur chantier et commencer la réalisation de travaux il faut toujours commencer par une étude donnant les meilleurs outils de travail (engins) la stratégie des travaux et leur organisation et cherche constamment la meilleure façon la plus économique d'utilisation des moyens fournis

VIII.2.Les actions reçus par les conduites:

Les conduites enterrées sont soumises à des actions qui sont les suivantes :

- La pression verticale due au remblai
- La pression résultant des charges roulantes
- La pression hydrostatique extérieure due à la présence éventuelle d'une nappe phréatique Le poids propre de l'eau véhiculée
- Le tassement différentiel du terrain
- Action des racines des arbres

VIII.3. Exécution des travaux:

- Les principales étapes à exécuter pour la pose des canalisations sont :
- Vérification, manutention des conduites
- Décapage de la couche du goudron (si elle existe)
- Emplacement des jalons des piquets
- Exécution des tranchées et des fouilles pour les regards
- La mise en place des canalisations en tranchée
- Assemblage des tuyaux

- Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints
- Remblai des tranchées

VIII.3.2 : Décapage de la couche de terre végétale ou goudron

Avant d'entamer l'excavation des tranchées, on doit tout d'abord commencer par l'opération de décapage des terres végétales sur des faibles profondeurs,

Le volume de la couche à décaper est : $V = B.h.L \text{ (m}^3\text{)}$

Avec :

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

VIII.3.3 : Excavation des tranchées:

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

Garder la fraîcheur de l'eau pendant les grandes chaleurs.

Ne pas gêner le travail de la terre (exploitation).

Protéger la canalisation contre le gel.

L'excavation des tranchées s'effectue par tronçon successive en commençant par les points hauts pour assurer s'il y lieu l'écoulement naturel des eaux d'infiltrations.

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

- La profondeur de la tranchée (H) ;
- La longueur de la tranchée (b) ;
- Distance de la cavalière.

VIII.3.3.1 : calcul de la largeur de tranchée :

La largeur du fond de tranchée est obtenue par la formule :

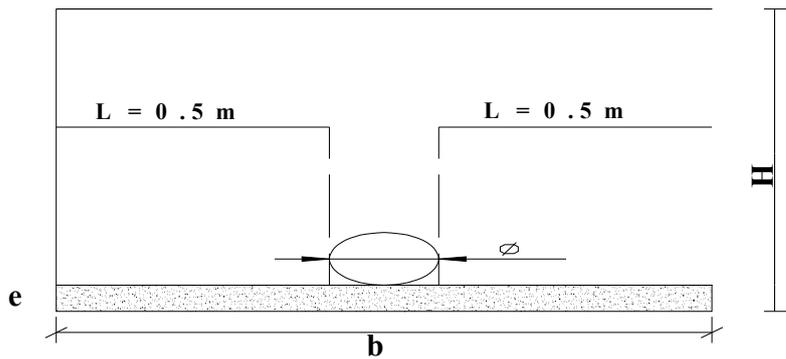
$$b = (L * 2) + \emptyset$$

Où :

b : Largeur de la tranchée (m);

\emptyset : Diamètre de la conduite (m).

L : la distance entre la conduite et le fruit de talus =0.5m



Avec

H : la profondeur de la tranchée

e : l'épaisseur du lit de sable

VIII.3.3.2 : calcul de la profondeur de tranchée :

La profondeur de la conduite doit permettre la réalisation correcte des branchements particuliers, empêcher toute intercommunication avec les autres conduites. La profondeur de la tranchée est :

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

- Profondeur de la tranchée « H »
- Largeur de la tranchée « b »

$$H = e + \text{Ø} + h \quad (\text{m})$$

Avec :

H : profondeur de la tranchée. (m)

e : hauteur de lit de pose. (m)

Ø : diamètre de la conduite. (m)

h : la hauteur du remblai au dessus de la conduite.

VIII.3.4 : Aménagement du lit de sable :

Le fond de la tranchée est, normalement, arasé avec une couche du sable de 10cm d'épaisseur. Le lit de pose doit être constitué de sable contenant au moins 12% de particules inférieures à 0,1mm.

Si le terrain est instable, des travaux spéciaux se révèlent nécessaire exécution d'un béton de propreté, de berceaux ou même de dalles de répétition.

VIII.4 : Choix des engins :

VIII.4.1 : l'engin Pour l'excavation des tranchées :

On utilise une pelle équipée en rétro

Les pelles sont des engins de terrassement conviennent à tous les types de terrains. Ce sont des engins dont le rôle est l'exécution des déblais et leur chargement. Ils sont de type à fonctionnement discontinu, c'est à dire que le cycle de travail comprend les temps suivants :

- 1- Temps de fouille ;
- 2- Temps de transport ;
- 3- Temps de déchargement ;
- 4- Temps de remise en position de déblais.

Ces engins très répons et utilisés à grande échelle grâce à leur bon rendement et à la qualité du travail qu'ils peuvent fournir.



Figure VIII.2: Pelle équipée en rétro

VIII.4.2 : l'engin Pour le remblaiement des tranchées :

Pour les grands travaux de ce type, l'engin qui convient c'est le chargeur.

Les chargeurs : ce sont des tracteur sur les quels monte à l'avant deux bras articulés, actionnés par des vérins et porte un godet.

Si les travaux ne sont pas très importants, on utilise le rétro chargeur.



Figure VIII.3 : Chargeur

VIII.5: Calcul du volume de terrassements :

VIII.5.1 : Décapage de la couche végétale ou la couche du goudron

Le volume de la couche à décaper est : $V = B.h.L (m^3)$

B : largeur de la couche végétale (m)

h : hauteur de la couche (h=0.1m)

L : longueur totale des tranchées (m)

Tableau .VIII.1 : calcul du volume de la couche végétale ou le goudron pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m ³)
50	340,89	1,05	35,79
60	1806,05	1,06	191,44
63	1142,89	1,063	121,49
75	963,3	1,075	103,55
90	1929,61	1,09	210,33
110	1777,43	1,11	197,29
125	1544,13	1,125	173,71
160	395,67	1,16	45,90
200	898,06	1,2	107,77
300	1551,26	1,3	201,66
total	12 349,28		1388,94

Donc le volume total de la couche végétale : $V_s=1388,94m^3$

VIII.5.2 : Calcul du volume de déblai :

D'après la figure IX-1 la surface à calculer est la surface rectangulaire

$$S = b * H$$

$$b = 0.3 * (N-1) + (0.5 * 2) + (\emptyset * N)$$

$$N = \text{nombre de conduite} = 1$$

Donc $b=1+\emptyset$

D'où : $H=1,1+\emptyset$. (m).

Les résultats obtenus sont représentés dans le tableau VIII.2

Tableau VIII.2 : calcul du volume de déblai pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	hauteur d'une conduite m	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m ³)	volume de déblai m3
50	340,89	1,15	1,05	35,79	411,62
60	1806,05	1,16	1,06	191,44	2220,72
63	1142,89	1,163	1,063	121,49	1412,92
75	963,3	1,175	1,075	103,55	1216,77
90	1929,61	1,19	1,09	210,33	2502,90
110	1777,43	1,21	1,11	197,29	2387,27
125	1544,13	1,225	1,125	173,71	2128,00
160	395,67	1,26	1,16	45,90	578,31
200	898,06	1,3	1,2	107,77	1400,97
300	1551,26	1,4	1,3	201,66	2823,29
total	12 349,28			1388,94	17082,78

Donc le volume total de déblai : **Vd=17082,78m³**

VIII-5-3 : calcule du volume de lit de sable :

Ce lit correspond a une couche de sable de 10 cm sur le fond de la tranché, donc c'est une surface constante le long de la tranché, on calcul cette surface en utilisant la formule suivante :

$$S = e * b * L$$

Tableau VIII.3 : calcul du volume de sable pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur de la conduite (m)	largueur d'une tranchée b :(m)	Volume de la couche végétale (m ³)
50	340,89	1,05	35,79
60	1806,05	1,06	191,44
63	1142,89	1,063	121,49
75	963,3	1,075	103,55
90	1929,61	1,09	210,33
110	1777,43	1,11	197,29
125	1544,13	1,125	173,71
160	395,67	1,16	45,90
200	898,06	1,2	107,77
300	1551,26	1,3	201,66
total	12 349,28		1388,94

Donc le volume total du lit de sable : **Vs=1388,94 m³**.

VIII.5.4 : Calcul du volume de remblai :

Ce volume est déduit à partir du volume du déblai est le volume qu'occupe la conduite et le volume occuper par lit de sable

$$V_r = V_d - (V + V_s)$$

V_r : Volume du remblai compacté (m^3) ;

V_d : Volume du déblai (m^3) ;

V_s : Volume du sable

$$V : \text{Volume occuper par la conduite } (m^3) ; V = L * \frac{\pi * \theta^2}{4}$$

L : Longueur de la conduite

θ : Diamètre de la conduite.

Donc les volumes des travaux pour la conduite sont tablés dans la table

Tableau VIII.4: calcul du volume de remblai pour le réseau

Diamètre (mm)	longueur la de conduite ((m	largueur d'une tranchée (m): b	volume de déblai m3	Volume de couche la (³sable (m	volume occupe par conduite	Volume de la couche (³végétale (m	Volume du remblai (m³)
50	340,89	1,05	411,62	35,79	0,67	35,79	375,16
60	1806,05	1,06	2220,72	191,44	5,11	191,44	2024,17
63	1142,89	1,063	1412,92	121,49	3,56	121,49	1287,87
75	963,3	1,075	1216,77	103,55	4,26	103,55	1108,95
90	1929,61	1,09	2502,90	210,33	12,28	210,33	2280,29
110	1777,43	1,11	2387,27	197,29	16,89	197,29	2173,08
125	1544,13	1,125	2128,00	173,71	18,95	173,71	1935,34
160	395,67	1,16	578,31	45,90	7,96	45,90	524,45
200	898,06	1,2	1400,97	107,77	28,21	107,77	1265,00
300	1551,26	1,3	2823,29	201,66	109,65	201,66	2511,98
total	12 349,28		17082,78	1388,94	207,53	1388,94	15486,29

Donc le volume total du remblai : **$V_r=15486,29m^3$**

VIII.5.5 : Volume excédentaire :

$$V_{exc} = V_f - V_r$$

V_{exc} : Volume du sol excédentaire en (m^3).

V_f : Volume du sol foisonné en (m^3).

Avec : $V_f = V_d \cdot K_f$

V_d : Volume du déblai en (m^3)

K_f : Coefficient de foisonnement dépend de la nature de sol pour notre cas on a : $K_f = 1,24$.

Tableau VIII-5: calcul du volume excédentaire pour le réseau

volume de déblai m3	Volume du sol foisonné (m3)	Volume du remblai	Volume excédentaire (m^3)
411,62	510,41	375,16	135,25
2220,72	2753,69	2024,17	729,52
1412,92	1752,02	1287,87	464,15
1216,77	1508,79	1108,95	399,84
2502,90	3103,59	2280,29	823,30
2387,27	2960,21	2173,08	787,13
2128,00	2638,73	1935,34	703,39
578,31	717,11	524,45	192,65
1400,97	1737,21	1265,00	472,21
2823,29	3500,88	2511,98	988,90
17082,78	21182,64	15486,29	5696,35

Donc le volume total excédentaire : $V_{exc} = 5696,35 m^3$

VIII.6: Devis estimatif :

Tableau VIII-7: Volumes et coût des travaux total :

N°	Désignation de travaux	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant (DA)
1	Décapage de la couche végétale	m^3	1388,94	200	277788,8544
2	Déblai	m^3	17082,78	300	5124833,141
3	Lit de sable (sable)	m^3	1388,94	800	1111155,418
4	Remblai compacté	m^3	15486,29	400	6194517,146
5	Conduite	ml	207,53	800	166024
6	Volume excédentaire	m^3	5696,35	160	911416,1256
				Total	13785734,68
			17%	TVA	2343574,896
				TTC	16129309,58

VIII.7: Planification des travaux:

Les principales opérations à exécuter sont :

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

- B. Exécution des tranchées (distribution –adduction) et enlève les conduite qui à remplace.
- C. Aménagement du lit de pose.
- D. La mise en place des canalisations en tranchée et Assemblage des tuyaux.
- E. l'installation de pompe (station de bezzar) ; entretien de réservoir (ezzraimi).
- F. Faire les essais d'étanchéité pour les conduites et les joints.
- G. Remblai des tranchées.
- H. Travaux de finition.

Tableau VIII.8 : détermination de chemin critique.

OPERATION	TR	DP	DFP	DPP	DFPP	MT
A	15	0	15	0	15	0
B	75	15	90	15	90	0
C	25	90	115	90	115	0
D	25	90	115	90	115	0
E	20	90	110	95	115	5
F	20	115	135	115	135	0
G	30	135	165	135	165	0
H	20	165	185	165	185	0

Avec : TR: temps de réalisation.

DP : date de commencement au plutôt.

DFP : date de finissement au plutôt.

DPP: date de commencement au plu tard

DFPP : date de finissement au plu tard

MT : marge totale.

Le chemin critique

A-B-C-F-G-H $\sum TR = 185$ jours

A-B-C-D-G-H

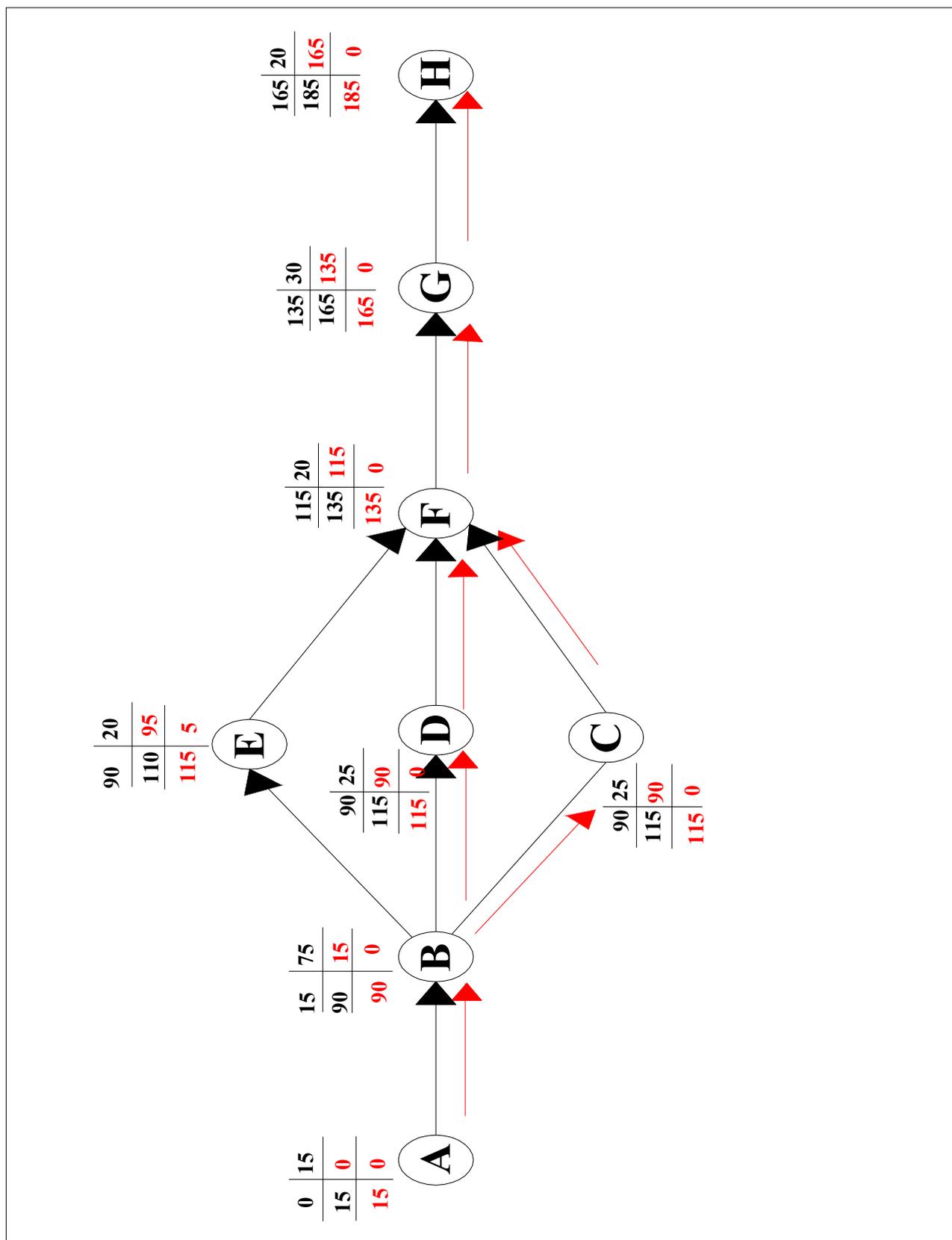


Figure .VIII. 4 : réseau à nœud

Tableau.VIII.9 : de GUANT

OPERATION	Jours							Observations
	10	20	30	40	50	60	70	
A. Décapage de la couche de terre végétale	7							
B. Piquetage	3							
C. Exécution des tranchées		14						
D. Aménagement du lit de pose				12				
E. La mise en place des conduites				15				
F. Assemblage des tuyaux				15				
G. Les essais d'étanchéité			7					
H. Rembliment des tranchées					7			
J. travaux de finition						7		

Conclusion :

L'étude estimative des volumes des travaux, nous permet 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 IX

Protection et sécurité de travail

IX.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 humain. C'est la raison pour laquelle un certain nombre de dispositions doivent être prises afin de permettre aux travailleurs d'exercer leur profession dans les bonnes conditions.

Donc la sécurité du travail est l'une des principales conditions pour le développement, elle peut devenir dans certains cas une obligation contraignante.

L'essentiel objectif de la sécurité d'un travail sera la diminution de la fréquence et la gravité des accidents dans les chantiers, d'où le domaine hydraulique couvre un large éventuel lors de la réalisation d'un projet en alimentation en eau potable, différentes phases d'exécution des travaux sont effectués tel que :

- Travaux d'excavation et de terrassements (pose des conduites, implantation des réservoirs de stockage, station de pompage etc.).
- Réalisation d'un forage (creusement, équipement, essai de pompage et protection).
- Travaux de construction (génie civil). tel que le bétonnage, ferrailage et autre phase de réalisation concerne l'implantation des réservoirs de stockage et des stations de pompage, pour cela il faut que les ingénieurs hydrauliciens doivent résoudre tous les phénomènes qui concernent la sécurité et la protection du travail dans leur études, suivies, exécution des projets réels dans le domaine hydraulique et génie civil.

IX.2 Causes des accidents de travail dans un chantier hydraulique :

Généralement les accidents de travail imputables à des conditions dangereuses et actions dangereuses sont causés par deux facteurs :

IX.2.1 Facteurs humains :

- Manque de contrôle et négligence ;
- La fatigue des travailleurs, agent de maîtrise et les responsables ;
- Encombrement dans les différentes phases d'exécution des travaux ;

IX.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.

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

IX.2.3 Liste des conditions dangereuses :

- Installations non protégées ;
- Installations mal protégées ;
- Outillages, engins et machines en mauvais état ;
- Protection individuelle inexistante
- Mauvaise disposition des lieux ;
- Eclairages défectueux ;
- Facteurs d'ambiance impropres ;
- Conditions climatiques défavorables.

IX.2.4 Liste des actions dangereuses :

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

IX.3 Mesures préventives pour éviter les causes des accidents :

IX.3.1 Protection individuelle :

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

IX.3.2 Autres protections :

Toute tranchée creusée en agglomération ou sous route sera protégée par une clôture visiblement signalée de jour comme de nuit (chute de personnes et d'engins).

Prévenir les concernés avant d'entreprendre des travaux d'excavations des tranchées et vérifier la stabilité du sol.

Climatisation des surcharges en bordure des fouilles.

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

IX.3.3 Protection collective :

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.

IX.3.4 Engin de levage :

La grue, pipe layer et autres engins par leurs précisions et possibilité de manutention variés, constituent la pose de travail ou la sécurité n'admet pas la moindre 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 de levage et en particulier à éviter tout stationnement sous une charge levée.

IX.3.4 Appareillage électrique :

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

IX.4 Conclusion :

Comme l'environnement de travail contribue au développement et à une bonne gestion et exploitation des ouvrages, il est impératif de savoir les causes des accidents et éviter les actions dangereuses. Ainsi donc on peut gagner sur le plan financier et offrir une meilleure condition de travail pour les personnels et une bonne performance de fonctionnement des ouvrages .

Conclusion générale

A travers l'étude que nous avons présentée en premier lieu un aperçu général sur les problèmes qui contiennent le système d'alimentation en eau potable de la zone étudiée. Le sous dimensionnement de conduites, qui ont entraînés par la suite une forte perte de charge dans le réseau de distribution et l'état de vétusté avancé dans lequel se trouve le réseau. Pour y remédier, nous avons proposé de garder le même tracé de réseau distributions existant de type maillé (satisfaire la répartition des agglomérations).

Dans ce cadre, nous avons cité toutes les anomalies existantes au niveau des forages, des adductions, des stations de reprise, des ouvrages de stockage et du réseau de distribution.

Le remède contre ces insuffisances s'impose à quelques recommandations :

- Projeté la nouvelle conduite dans le réseau en matériau PEHD avec l'installation des accessoires (vanne, reducteur de pression) Pour assurer le bon fonctionnement de réseau.
- L'installation des accessoires et appareils de mesure pour le bon fonctionnement des forages.
- Exploitation de station de reprise pour refouler l'eau vers le réservoir de Ezzraimi.
- L'alimentation se fait gravitaire à partir du réservoir Ezzraimir.

La zone étudiée est actuellement alimentée par le champ captant avec l'augmentation de consommation nous avons prévu un déficit de la source (rabattement de la nappe), on ne peut pas continuer à assurer à long terme les besoins en eau en même temps, Il est donc nécessaire et urgent de chercher d'autres sources.

En effet la mise en œuvre d'une organisation performante de gestion permet également l'amélioration de la sécurité et du contrôle du fonctionnement du système, la réduction des pertes, la prolongation de la durée de vie des équipements et installations et la réduction des risques de contamination.

En dernier on a cité les notions de gestion, d'exploitation et l'opération d'entretien à effectuer sur les différents ouvrages.

Je souhaite que ce modeste travail puisse servir de référence pour les projets de diagnostic du système d'alimentation en eau potable.

Bibliographie

- [1] **B.SALAH** :« Polycopie d'Alimentation en Eau Potable», ENSH 1994
- [2] **M. CARLIER** « Hydraulique générale et appliquée », édition Eyrolles, Paris 1972, p.289.
- [3] **H. GODART** « Technique de l'ingénieur (technologie de l'eau) », édition T.I., p.C5,195 – 10, 16, 18, 25.
- [4] **A. DUPONT** « Hydraulique urbaine », Tome II, édition Eyrolles, Paris 1977, p.237, 260, 267, 275-280, 287, 319, 322, 323, 326.
- [5] **A.G.H.T.M** « les stations de pompage », édition Technique et Documentation, Paris 1982, p.101
- [6] **DEGREMONT** : Mémento du gestionnaire de l'AEP et de l'assainissement tome 1
Editions Eyrolles Paris 1978
- [7] . **OFFICE INTERNATIONAL DE L'EAU** ‘‘ La gestion patrimoniale des réseaux d'eau potable: enjeux et recommandations’’ Janvier 2005

Mémoires de fin d'étude :

[8] **M. Bakoarilala Ramaniraka** « REGULATION DE PRESSION SUR LE RESEAU D'EAU POTABLE DE LACOMMUNAUTE D'AGGLOMERATION D'EVRY CENTRE ESSONNE. IMPACTSUR LE RENDEMENT DE RESEAU ET LES COUTS D EXPLOITATION », Mémoire de fin d'étude, Mastère Spécialisé Eau Potable et Assainissement ENGEES DE STRASBOURG, promotion Octobre 20091

Catalogue :

- [9] **Electrostal Algérie SPA** « Tuyaux et raccords en fonte ductile ».
- [10] **Danfoss Socla** « Clapets de non retour »
- [11] **CHARLATTE** « Réservoirs hydraulique ».

Annexe

Tableau 7 : variation du coefficient β_{\max}

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

Tableau 8 : variation du coefficient β_{\min}

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

Tableau 18 : Relation entre les diamètres avantageux et les débits

Diamètres (mm)	50	75	100	125	150	175	200	250	300
Débits limites (l/s)	< 3	3 à 7,3	7,3 à 10,6	10,6 à 15,10	15,10 à 19,8	19,8 à 26,5	26,5 à 42	42 à 65	65 à 93

1. Normes algériennes de potabilité des eaux de consommation (NA 6360, 1992)

La présente norme est inspirée des préconisations de l'OMS prescrites également dans les directives de la CEE. L'objectif est de fixer les spécifications organoleptiques, bactériologiques, physico-chimiques et toxicologiques des eaux destinées à la consommation. Son application se limite à la nomenclature :

- Eau transportée sous canalisation,
- Eau non transportée sous canalisation,
- Eau de boisson en bouteille,

Eau potable de secours

1.2. Références des critères de qualité de l'eau

NA 739 : vocabulaire qualité des eaux

NA 745 : examen et détermination de la couleur

NA 746 : détermination de la turbidité

NA 748 : guide pour l'échantillonnage des eaux des lacs naturels et des lacs artificiels

NA 749 : détermination de la conductivité électrique

NA 751 : détermination électrométrique du pH des eaux potables et des eaux minérales

NA 752 : dosage de la somme du calcium et du magnésium par titrimétrie à l'EDTA

1.2.1. Paramètres organoleptiques

Paramètres	Unités	Niveau guide	Teneur limite	méthodes	observations
Odeur	Seuil de perception à 25°C	0	4	N A6371	Au bout de 4 dilutions successives aucune odeur de perçue
Saveur	Seuil de perception à 25°C	0	4	NA 6346	Au bout de 4 dilutions successives aucune saveur de perçue
Couleur	Mg/L Echelle Pt/Co	-	25	NA 745	
turbidité	NTU ¹	1	5	NA746	

1NTU = Nephelometric Turbidity Unit (unité néphélobométrique de turbidité)

2.1.2 Paramètres physico-chimiques

Paramètres	Unités	Valeur guide	Teneur limite	méthodes	observations
pH		6.5 8.5		NA 751	
Conductivité	µs/cm 20°C		2800	NA 749	En correspondance avec la minéralisation des eaux
Résidu sec	mg/l après étuve 105°C		2000	NA 76356	

Dureté totale	mg/l CaCO ₃	100	500	NA 752	La teneur en magnésium est calculée à partir de la différence entre la teneur en Calcium + Magnésium et la teneur en calcium	
Calcium	mg/l	75	200	NA 1655		
Magnésium	mg/l	-	150	NA 752 Et NA 1655		
Sodium	mg/l	-	200	NA 1652 Ou NA 1653		
Potassium	mg/l	-	20	NA 1652 Ou NA 1653		
Sulfates	mg/l	200	400	NA 6361		
Chlorures	mg/l	200	500	NA 6362		
Nitrates	mg/	-	50	NA 1656		
Nitrites	mg/l	-	0.1	NA 16567		
Ammonium	mg/l	0.05	0.5	NA 1848 Ou NA 1852		
Phosphore	mg/l	-	0.5	NA 2364		
Oxydabilité (KMnO ₄)	mg/l	-	3	NA 2064		
Oxygène dissous	mg/l	5	8	NA 1910		Mesure faite à chaud et en milieu acide
Aluminium	mg/l	-	02	NA 6372		