

UNIVERSITE SAAD DAHLAB – BLIDA 1

Faculté de Technologie

Département des Sciences de l'eau et Environnement



MEMOIRE DE MASTER

Filière: **Hydraulique**

Spécialité : **Ressources Hydrauliques**

Thème:

Étude d'alimentation en eau potable de 4440 logements du pôle urbain Saf-Saf 10480 logements commune de Meftah, wilaya de Blida.

Présenté par

ZERARKA Abdelkader

DJAFRI Mustapha

Devant le jury composé de :

M. M. DJELFI

Président

M. O. KARA

Examineur

M. A. HADDAD

Promoteur

Promotion 2019/2020

Remerciements

Au terme de ce travail, nous remercions le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour élaborer ce modeste travail.

*Nous remercions notre encadreur, monsieur **M. HADDAD** Pour le soutien tout au long de la préparation de notre projet de fin d'étude.*

Nous remercions également :

Les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

*Nous remercions aussi Mr **A. Mebarki** et Mr **M. Ghachi** de la DRE, pour leur aide durant le travail de notre mémoire.*

Ainsi que tout l'ensemble des enseignants et des responsables du département des sciences de l'eau et environnement qui ont contribué à notre formation.

Sans oublier de remercier nos chers parents, qui ont toujours prié pour nous, qui n'ont pas cessé de nous encourager, de nous soutenir et qui ont fait de nous ce que nous sommes aujourd'hui

Sans oublier tous mes amis (es)

ZERARKA. A

DJAFRI. M

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.

Mes très chère parents ADLELAH et YAMINA à qui je dois beaucoup pour leur sacrifices, leur amours et leur aides, sans eux je ne serais pas arrivé à ce stade.

A mon frère MAMAAR et mes sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A tous mes amis de la faculté plus particulièrement : Ali, Mohamed, Hichem.

Je remercie mon amis intimes et préférer Abdelmalek.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Et sans oublier mon binôme et mon bras droit Mustafa

Abdelkader

Dédicaces

Pour commencer je prends le temps de remercier le bon DIEU de m'avoir donné la force et le courage pour terminer mes études.

Mes très chers parents à qui je dois beaucoup pour leurs sacrifices, leurs amours et leurs aides, sans eux je ne serais pas arrivé à ce stade.

Pour tous les sacrifices et leur soutien moral et matériel dont ils ont fait preuve pour que je réussisse.

A mes frères et mes sœurs pour leurs encouragements permanents, et leur soutien moral,

A tous mes amis de la faculté plus particulièrement : Ali, Kader, Hichem.

Je remercie mon amis intimes et préférer Abderazek.

En un mot, à toute ma famille, mes amis sans exception et tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation.

Et sans oublier mon binôme et mon bras droit Abdelkader

Mustafa

Sommaire

Introductionn général.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Intrduction.....	2
I.1. Présentation de la zone d'étude.....	2
I.1.1. Situation géographique.....	2
I.1.2. Données naturelles du site.....	5
I.1.2.1. Topographie.....	5
I.1.2.2. Relief et hydrologie.....	6
I.1.2.3. Sismicité.....	6
I.1.2.4. Hydrogéologie.....	6
I.1.2.5. Hydrographie.....	6
I.1.3. Situation climatique	6
I.1.4. Situation démographique.....	8
I.1.5. Situation hydraulique.....	8
I.1.5.1. Réseau d'alimentation en eau potable.....	8
I.1.5.2. Réseau d'assainissement.....	9
I.1.5 Situation des équipements.....	9
Conclusion.....	10

Chapitre II : Estimation des besoins en eau

Introduction.....	11
II.1. Evaluation de la population future.....	11
II.2. Estimation des besoins en eau potable	12
II.2.1. Besoins domestiques.....	12
II.2.1.1. Débit moyen journalier.....	12
II.2.1.2. Consommation horaire de pointe	12
II.2.2. Catégories des besoins en eau.....	12

II.2.3. Majoration de la consommation moyenne journalière.....	15
II.3. Variations de la consommation journalière.....	15
II.3.1. Le coefficient d'irrégularité.....	15
II.3.2. Consommation maximale journalière.....	16
II.3.3. Consommation minimale journalière.....	17
II.4. Variations de la consommation horaire.....	17
II.4.1. Consommation maximale horaire	18
II.4.1.1. Le coefficient maximum horaire.....	18
II.4.2. Consommation minimale horaire.....	19
II.4.2.1. Le coefficient minimum horaire.....	19
II.5. Etude de la consommation horaire.....	20
Conclusion.....	24

Chapitre III : distribution

Introduction.....	25
III.1. Méthodes d'alimentation du réseau.....	25
III.1.1. Distribution gravitaire.....	25
III.1.2. Pompage combiné.....	25
III.1.3. Pompage direct.....	25
III.2. Réservoirs et stations de pompage.....	26
III.2.1. Caractéristiques du réservoir.....	26
III.2.2. Classification des réservoirs.....	27
III.2.3. Rôles des réservoirs.....	30
III.2.4. Emplacement du réservoir.....	30
III.2.5. Choix du type du réservoir.....	31
III.2.6. Equipement du réservoir.....	31
III.2.6.1. Conduite d'adduction.....	31
III.2.6.2. Conduite de distribution.....	32
III.2.6.6. Ligne pilote.....	32
III.2.6.4. Conduite de vidange.....	32
III.2.6.5. Conduite de by-pass.....	32

III.2.6.3. La conduite de trop plein.....	32
III.2.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	33
III.2.7.1. Le système à deux prises.....	33
III.2.8. Dimensionnement du réservoir	34
III.2.9. Détermination de la capacité utile du réservoir.....	34
III.3. Description du système de distribution.....	37
III.3.1. Aqueducs principaux.....	37
III.3.2. Aqueducs secondaires.....	37
III.3.3. Conduites de distribution principales.....	37
III.4. Classification des réseaux de distribution.....	38
III.4.1. Réseau ramifié.....	38
III.4.2. Réseau maillé	39
III.4.3. Réseau étagé.....	40
III.4.4. Réseau mixte.....	40
III.5. Conception d'un réseau de distribution.....	41
III.6. choix du tracé.....	41
III.7. Choix du système de distribution.....	41
III.8. Choix du type de matériaux.....	42
III.9. Sectorisation et point de piquage.....	42
Conclusion.....	45

Chapitre IV : Dimensionnement et calcul hydraulique

Introduction.....	46
IV.1. Dimensionnement du réseau de distribution.....	46
IV.1.1. Détermination des débits du réseau.....	46
IV.1.1.1. Débit spécifique.....	46
IV.1.1.2. Débit de pointe.....	47
IV.1.1.3. Débit de route.....	47

IV.1.1.4. Débit aux nœuds.....	47
IV.1.2. Calcul des pertes de charge.....	48
IV.1.3. Calcul des pressions.....	49
IV.1.4. Calcul de la vitesse.....	50
IV.2. Calcul des différents débits du réseau principal.....	50
IV.3. Calcul du réseau.....	51
IV.3.1. Calcul du débit nécessaire pour le bâtiment (R+5).....	51
IV.3.2. Calcul du débit nécessaire pour le bâtiment (C+9).....	51
IV.3.3. Calcul de pression de service nécessaire pour le bâtiment (R+5).....	51
IV.3.4. Calcul de pression de service nécessaire pour le bâtiment (C+9).....	52
IV.4. Calcul du réseau par logiciel EPANET.....	52
IV.4.1. Simulation du réseau principale.....	52
IV.4.2. Aperçu sur les vannes réductrices de pression.....	55
IV.4.3. Rôle et fonctionnement des vannes de régulation.....	56
IV.4.4 Simulation du réseau principale par la réduction de pression.....	56
IV.4.5. Simulation du réseau secondaire.....	62
IV.4.5.1. Réseau piquage N°1 (zone E)	62
IV.4.5.2. Réseau piquage N°2 (zone B)	62
IV.4.5.3. Réseau piquage N°3 (zone D).....	63
IV.4.5.4. Réseau piquage N°4 (zone A).....	63
IV.4.5.5. Réseau piquage N°5 (zone C).....	64
IV.4.5.6. Réseau piquage N°6 (zone F).....	65
Conclusion.....	67

Chapitre V : protection de réseau et pose des conduites

Introduction.....	68
V.1. Equipements de protection du réseau.....	68

V.1.1. Les ventouses	68
V.1.2. La vidange.....	69
V.1.3. Les joints.....	69
V.1.4. Les vannes.....	70
V.1.5. Les poteaux d'incendie.....	71
V.3. Les appareils de lutte contre l'incendie.....	72
V.4. Problème de gestion des réseaux d'A.E.P en Algérie.....	72
V.5. Problèmes fréquents du réseau.....	73
V.6. Pose des canalisations et accessoires.....	73
V.6.1. Principe de pose des canalisations.....	73
V.6.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations.....	75
V.6.2.1. Réalisation des fouilles.....	75
V.6.2.2. Préparation de la canalisation.....	76
V.6.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales.....	76
V.6.2.4. Essai général du réseau.....	77
V.6.2.5. Remblaiement de la tranchée.....	77
V.6.3. Accessoires.....	77
Conclusion.....	78
Conclusion générale.....	79

Références bibliographique

Annexes

Liste des tableau

Tableau I.1 : La répartition mensuelle des pluies en (mm).....	7
Tableau I.2 : Relevé météorologique de Meftah.....	8
Tableau I.3 :Tableau récapitulatif des équipements Désigné.....	9
Tableau II.1 : Tableau récapitulatif des équipements.....	13
Tableau II.2 : Récapitulatif des besoins.....	15
Tableau II.3 : Récapitulatif des besoins moyen journaliers majorés.....	15
Tableau II.4 : Calcul des consommations maximales et minimales journalières.....	17
Tableau II.5 : La variation du coefficient β_{max}	18
Tableau II.6 : La variation du coefficient β_{min}	19
Tableau II.7 : Récapitulatif des débits journaliers.....	20
Tableau II.8 : Récapitulatif des débits horaires.....	20
Tableau II.9 : La fraction horaire du débit maximum journalier.....	20
Tableau II.10 :Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant.....	21
Tableau III.1 :Répartition des consommations on fonction du débit horaire.....	35
Tableau III.2 : Caractéristiques des zones.....	43
Tableau IV.1 : Le calcul du débit aux nœuds.....	50
Tableau IV.2 : Les détails des conduites.....	52
Tableau IV.3 : vérification détails des nœuds en cas la consommation zéro %.....	54
Tableau IV.3 :L'état des arcs du réseau.....	56
Tableau IV.4 :Les détails des nœuds avec vanne.....	58
Tableau IV.13 : Etat des arcs du réseau.....	64
Tableau IV.14 : Les détails des nœuds.....	65
Tableau IV.15 : Etat des arcs du réseau.....	66
Tableau IV.16 : Les détails des nœuds.....	66

Liste des figures

Figure I.1 : Localisation de la commune dans la wilaya de Blida.....	2
Figure I.2 : Situation géographique de pôle urbaine saf-saf (Meftah).....	3
Figure I.3 : Représentation de la zone d'étude Saf-Saf.....	4
Figure I.4 : Le déroulement des travaux sur le projet.....	5
Figure II.1 : Diagramme à barres représentant la consommation en eau des 4440 logements du pôle urbain de Saf-Saf (Meftah).....	21
Figure II.2 : Courbe intégrale de la consommation en eau des 4440 logements du pôle urbain de Saf-Saf (Meftah).....	22
Figure III.1 : Distribution des eaux.....	26
Figure III.2 : Réservoir d'eau potable.....	28
Figure III.3 : Réservoir semi enterré cylindrique.....	29
Figure III.4 : Réservoir surélevé.....	29
Figure III.5 : Système à deux prises.....	33
Figure III.6 : Système à siphon.....	34
Figure III.7 : Schéma d'un réseau ramifié.....	38
Figure III.8 :Schéma d'un réseau maillé.....	39
Figure III.9 : Schéma d'un réseau étagé.....	40
Figure III.10 : Schéma d'un réseau mixte.....	40
Figure IV.1 : Schéma du réseau principal en cas primaire.....	60
Figure IV.2 : Schéma de réseau principal en cas de la réduction de pression.....	61
Figure V.1 : Principe de fonctionnement d'une ventouse.....	68
Figure V.2 : Différents types de joints.....	69
Figure V.3 : Différents type de vannes.....	70
Figure V.4 : Poteau d'incendie.....	71

Listes des planches

Planches N° 1 : Plan de situation Meftah.

Planches N° 2 : Plan de réseau d'AEP.

Planches N° 3 : Plan détaillés des nœuds et des accessoires de réseau d'AEP.

Liste des annexes

Tableau III.1: La fraction horaire du débit maximum journalier.....	Annexe 1
Tableau IV.5 : Etat des arcs du réseau.....	Annexe 2
Tableau IV.6 : Les détails des nœuds.....	Annexe 3
Figure IV.3 : Schéma du réseau piquage N ⁰ 1(zone E)	Annexe 4
Tableau IV.7 : Etat des arcs du réseau.....	Annexe 5
Tableau IV.8 : Les détails des nœuds.....	Annexe 6
Figure IV.4 : Schéma du réseau piquage N ⁰ 2 (zone B).....	Annexe 7
Tableau IV.9 : Etat des arcs du réseau.....	Annexe 8
Tableau IV.10 : Les détails des nœuds.....	Annexe 9
Figure IV.5 : Schéma du réseau piquage N ⁰ 3 (zone D).....	Annexe10
Tableau IV.11 : Etat des arcs du réseau.....	Annexe 11
Tableau IV.12 : Les détails des nœuds.....	Annexe 12
Figure IV.6 : Schéma du réseau piquage N ⁰ 4 (zone A).....	Annexe 13
Figure IV.7 : Schéma du réseau piquage N ⁰ 5 (zone C).....	Annexe 14
Figure IV.8 : Schéma du réseau piquage N ⁰ 6 (zone F).....	Annexe 15

ملخص:

يتمثل موضوع مشروعنا في اجراء دراسة التزويد بالماء الشروب و الذي يمس 4440 مسكن , الواقع على مستوى القطب الحضري صفصاف ببلدية مفتاح (ولاية البليدة). وفي ذلك استنادا الى مخططات شغل الارضية التي سلمتها لنا الادارة. هذا و اقترحنا في مشروعنا مسارا اضافيا من شأنه تزويد القطب الحضري من خزان كائن موجود, و قد اقترحنا شبكة توزيع من خلال حزام يتصل بالشبكة الرئيسية. تزود هذه الاخيرة الشبكة الثانوية انجاز ثقب تسمح بتصحيح الضغط العالي.

هذا و لضمان سريان الشبكة تم انجاز محاكاة رقمية بهدف تسوية الضغط على مستوى كل عقدة , و منه تم تركيب مخفضات الضغط.

Résumé :

Notre projet consiste à faire une étude d'alimentation en eau potable de 4440 logements situés dans le nouveau pôle urbain Saf-Saf dans la commune de Meftah (Wilaya de Blida).

En se basant sur les plans d'occupation du sol fournis par l'administration, nous avons projeté une conduite d'adduction qui alimente le pôle urbain à partir du réservoir existant.

Puis nous avons projeté un réseau de distribution tout en optant pour une ceinture pour le réseau principal. Cette dernière alimente le réseau secondaire au moyen des piquages afin de corriger les pressions hyper-importantes.

Pour assurer la pérennité du réseau, une simulation numérique a été réalisée afin de réguler la pression au niveau de chaque nœud par l'installation de réducteurs de pression.

Abstract:

Our project consists of carrying out a study of the drinking water supply of 4440 housing units, located in the new Saf-Saf urban pole, in the municipality of Meftah (province of Blida).

Based on the land use plans provided by the administration, we designed an addiction pipe that supplies the urban pole from the existing reservoir then we planned a distribution network by opting for a belt for the main network.

The latter supplies the secondary network with the tapping means to correct hyper – high pressures.

To ensure the durability of the network, a numerical simulation was carried out in order to regulate the pressure at the level of each node by the installation of pressure reducers.



Introduction général

Introduction générale

L'homme depuis son existence a su utiliser l'eau dans ses diverses activités que ce soit pour sa propre consommation ou pour l'agriculture. De nos jours, l'eau demeure plus que jamais l'élément indispensable au développement de la vie humaine ainsi que celle de la faune et de la flore.

L'Algérie comme tout autre pays possède des ressources en eau aussi bien celles qui coulent en surface, que celles renfermées dans les nappes souterraines.

Dans ce contexte et conformément au plan de développement national, nous élaborons ce mémoire de thème: étude d'alimentation en eau potable de 4440 logements du pôle urbain Saf-Saf 10480 logements commune de Meftah, wilaya de Blida. C'est une nouvelle agglomération de **26640** habitants qui s'étale sur une superficie de **36,2 ha**, La principale source d'eau potable pour la périmètre d'étude se fait par l'intermédiaire de six piquages sur le réseau AEP principale étudiée par la direction de l'urbanisme, l'architecture et de la construction de Blida.

Comme toute étude d'alimentation en eau potable, le but de la notre consiste à satisfaire les besoins en eau potable du programme 4440 logements qu'est en cours de réalisation.

Afin d'aboutir aux objectifs tracés au préalable, notre travail sera articulé autour de cinq parties indispensables et non dissociables,

En effet, nous allons commencer notre étude par une présentation de la zone d'étude surtout en matière de données naturelles du site, programmes d'urbanisation ainsi que la situation hydrique de la zone d'étude.

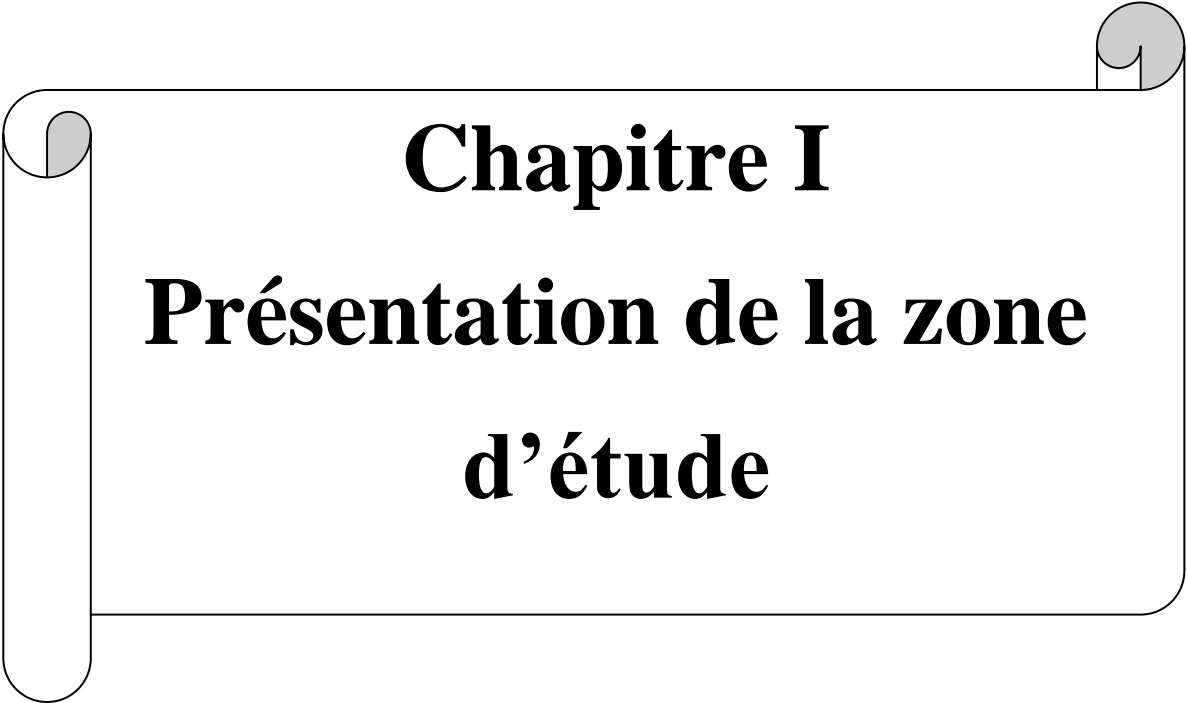
Dans la seconde partie, et comme l'étude l'exige, nous allons procéder à l'estimation des différents besoins en eau actuels et futures de la population, et ce dans le but de faire un bilan des besoins à satisfaire à l'horizon futur.

Une fois les besoins en eau sont estimés, nous allons entamer dans la troisième partie le dimensionnement du réservoir de stockage et la projection du réseau de distribution.

La quatrième partie sera consacrée au dimensionnement du réseau de distribution dont le comportement hydraulique du réseau sera vérifié par le logiciel Epanet.

Nous étude sera consolidée dans la dernière partie par des consignes de mise en place des conduites ainsi que la protection du réseau afin de garantir sa pérennité.

Enfin notre étude sera achevée par une conclusion générale.



Chapitre I
Présentation de la zone
d'étude

La commune de Meftah elle a une superficie s'étalant sur 5512 hectares (55,12Km²). Elle est traversée par un axe important qui est la RN29 qui relie Blida à Alger. Elle est limitée :

- Au Nord : par les communes des Eucalyptus, Dar El Beïda et Hammadi.
- Au Sud : par la commune de Djebabra.
- A L'Est : par la commune Khemis El Khechna.
- A L'Ouest : par la commune de Larbaa.



Figure I.2: Situation géographique de pôle urbaine saf-saf (Meftah)

Coordonnées géographiques Meftah :

Nord	36° 37' 10"
Est	3° 13' 20"
Latitude	36.6167
Longitude	3.23333
Altitude (m)	180

b) Le contexte immédiat de l'aire d'étude

Le nouveau pôle urbain de Saf-Saf situé à 4 km de la commune de Meftah (à l'extrême –est de BLIDA), est une nouvelle agglomération de 62880 habitants qu'on veut l'alimenter en eau potable.

Le programme de 4440 logements OPGI BLIDA objet de cette étude, fait partie du nouveau pôle urbain de Saf-Saf, il est situé aussi dans La Commune de MEFTAH Daïra de MEFTAH W de BLIDA. , et elle s'étale sur une surface de 36 ,2 ha. Est une nouvelle agglomération de 26640 habitants qu'on veut l'alimenter en eau potable [2].

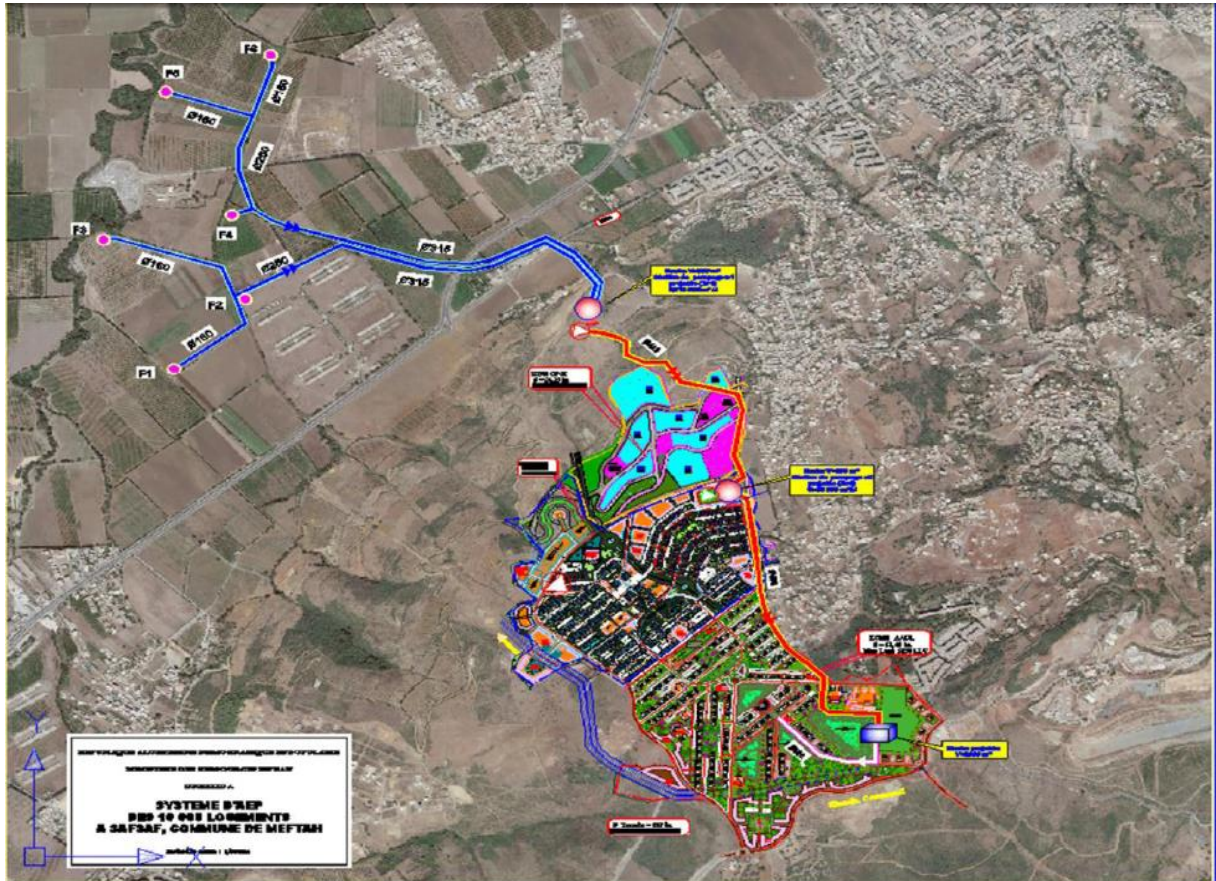


Figure I.3 : Représentation de la zone d'étude Saf-Saf

<https://www.google.com/maps/place/Safsaf/>

Par ailleurs, une voie d'évitement est actuellement en cours de réalisation en vue du raccordement du nouveau pôle urbain à la RN29, dans les deux sens (Blida – Alger) sur une distance de 17 km.

Coordonnées géographiques de l'assiette de projet :

Nord	36° 35' 46"
Est	3° 12' 29"
Altitude(m)	270



Figure I.4 : Déroulement des travaux sur le projet (Source OPGI BLIDA)

I.1.2. Données naturelles du site

On site :

I.1.2.1. Topographie

La topographie joue un rôle très important dans la conception du projet. Le relief d'une zone, la pente de terrain sur des sites potentiels, d'implantation, et autant de paramètres topographiques et morphologiques nécessaires de choix et à la conception d'un système d'AEP concernant les réseaux.

L'aire d'étude et ses alentours reposent sur un relief montagneux très accidenté à la partie haute jusqu'à où il devient plat à la partie basse de la ville.

Le positionnement de notre projet de 4440 logements est située au-dessous de la route RN29, elle nous donne la forme montagneuse du relief, elle est caractériser par :

Cote maximale = 220m

Cote minimale = 115m

La topographie de la zone d'étude présente une assiette plate dans sa totalité, avec les pentes se varie de 3% à 7% environ du sud vers le nord. On conclue que le terrain en question est accidenté et présente une forte dénivelée.

I.1.2.2. Relief et hydrologie

Meftah est située à l'extrême nord-est de la Wilaya de Blida, la localité SAFSAF à une altitude avoisinant les 100 mètres au-dessus du niveau de la mer. La montagne de Djebel Zerouala traverse le Sud de la commune et son plus haut point culmine à 500 mètres environ.

Meftah qui est située dans la région de la Mitidja possède une terre très riche qui lui permet d'exercer l'agriculture sous plusieurs formes, on y trouve surtout des agrumes [1].

I.1.2.3. Sismicité

Le bassin de la Mitidja (Nord Centre Algérie) est caractérisé par une importante activité sismique. Dans le passé récent, plusieurs séismes importants ont secoué cette région (Alger, 1365,1716; Blida, 1825...). Cette activité sismique est générée par deux principaux systèmes de failles qui bordent le bassin au nord et au sud.

Étant donné que la localité se situe dans le nord Algérien, la ville se trouve dans une zone à forte sismicité. La ville est frappée souvent par des séismes de faible intensité, et le séisme le plus important a été celui du 21 mai 2003 qui s'est produit à Boumerdès [1].

I.1.2.4. Hydrogéologie

Le contexte hydrogéologique de la zone (Saf-Saf Maftah) détermine la présence d'une nappe aquifère d'une profondeur moyenne variant de 10 à 20 m, et elle est alimentée par [1] :

- Infiltration des eaux de pluie ;
- Infiltration des eaux des Oueds.

I.1.2.5. Hydrographie

Notre zone d'étude appartient à la ville traversée par un important réseau hydrographique. Les principaux oueds sont oued khadra et oued zerga, qui sont des oueds permanents.

I.1.3. Situation climatique

Par sa situation géographique, le nouvelle pole urbaine de SAFSAF possède un climat méditerranéen caractérisé par un été très sec et doux, et un hiver pluvieux et frais. ; La saison sèche est caractérisée par une longue période de sécheresse qui peut durer de quatre à cinq mois.

A- Pluviométrie

Les précipitations se caractérisent souvent en averses accompagnées parfois de grêle (Surtout en hiver), et parfois il y a des chutes de neige bien que rares en raison de la basse altitude caractérisant la commune (Moins de 500 mètres).

La valeur de la pluviométrie moyenne annuelle de jours de pluie est de 635mm/an.

Avec 2 mm, le mois de Juillet est le plus sec. En Décembre, les précipitations sont les plus importantes de l'année avec une moyenne de 108mm. La répartition mensuelle des pluies est donnée par le tableau N° I.1 [1] :

Tableau I.1 : La répartition mensuelle des pluies en (mm)

Mois	J	F	M	A	M	J	J	AO	S	O	N	D
P (mm)	91	68	64	46	39	16	2	4	34	69	94	108

(Source Wikipédia)

B- Température

La température moyenne annuelle à notre région d'étude est de 17.7 °C. Pendant l'été, le temps est beaucoup plus sec et chaud, avec de très rares orages, et caractérisé par de fortes chaleurs provoqués par des vents du sud-ouest appelés Scirocco. La température dépassant souvent les 40 degrés à l'ombre provoque des incendies sur les hauteurs [1].

A- Les vents

Les vents locaux sont prédominant Ouest et sud-ouest avec quelques vents nord-est le maximum de force des vents se situe au cours de l'hiver et le minimum à la fin de l'été .les vents adoucissent le climat durant la saison chaude, le sirocco est arrêté par le contrefort du djebel chréa (Atlas Blidéen) [1].

A- Hygrométrie

La variation annuelle de l'humidité relative est moyennement faible, de Mai en Septembre la moyenne n'atteint pas 70%, et l'air est légèrement sec.

Les données météorologiques de notre zone d'étude sont récapitulées dans le tableau ci-après [1] :

Tableau I.2: Relevé météorologique de Meftah

Mois	jan.	fév.	mar.	avr.	mai	jui.	jui.	août.	sep.	oct.	nov.	déc.
Température min.moy (°C)	3	3	6	8	11	15	17	19	14	11	9	7
Température max.moy (°C)	13	15	18	22	24	31	35	38	30	23	23	16
Précipitations (mm)	91	68	64	46	39	16	2	4	34	69	94	108
Vitesse de vent (m/s)	2,9	3,2	3,1	3,7	2,8	3,5	3,2	3,3	3,3	3	2,9	3

(Source Wikipédia)

I.1.4. Situation démographique

D'après les services concernés de la wilaya de Blida (DRE Blida), pour le moyen terme et le long terme, le taux d'occupation global est considéré égal à 6 personnes par logement, et le nombre d'habitant pour ce programme est de 26640 habitants [2].

I.1.5. Situation hydraulique

La situation hydraulique comprend :

I.1.5.1. Réseau d'alimentation en eau potable

Le choix dépend d'une étude technique des caractéristiques de la région sur laquelle ce projet doit être réalisé.

La nouvelle ville (Saf-Saf Meftah) sera alimentée à partir de douze (12) forages avec un réseau de type maillé.

La distribution d'eau pour notre nouvelle agglomération sera assurée par un réservoir d'eau, ayant une capacité de 5000 m³ (volume minimal, alimenté par une conduite de refoulement de diamètre 400mm) [2].

I.1.5.2. Réseau d'assainissement

Dans La nouvelle ville (Saf-Saf Meftah), un réseau d'assainissement est également en cours de construction pour évacuer les eaux usées qui constituent un grand danger pour l'environnement, car les risques de pollution sont grands pas seulement pollution du milieu naturel mais aussi la pollution des ressources en eau potable (forages, puits, nappes phréatiques) par le fait d'infiltration.

I.1.6. Situation des équipements

L'ensemble des équipements et infrastructures présents au niveau du notre POS sont résumés dans le tableau suivant [3] :

Tableau I.3: Tableau récapitulatif des équipements Désigné

Type des Besoins	Equipement	Nombre	Nombre de consommateurs
Besoins scolaire	Ecole Primaires	4	1500
	CEM	2	1200
	Lycée	1	1000
Besoins socioculturels	Mosquées	2	800
	Maisons de jeunes	1	200
	Aire de jeux	6	-
Besoins administratifs	Blocs administratifs	3	100
	Bureau de poste	1	20
	PTT	1	30
	Sreté urbaine	1	35
Besoins commercial	Centre commercial	1	250
Besoins sanitaires	Polyclinique	1	400

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons concentrés sur la représentation de notre périmètre d'étude, pour connaître la topographie, le climat et l'état actuel du système d'alimentation en eau potable. En effet, comme c'est une nouvelle ville, il n'y a aucun réseau disponible.

Les données sont collectées après que toutes les informations disponibles ont été extraites 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. Dans notre projet nous sommes concernés par l'alimentation en eau potable du programme 4440 logements.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is unrolled, with a grey shadow on the top edge. The text is centered within the scroll.

Chapitre II
Estimation des besoins en
eau

Introduction

La consommation de l'eau varie en fonction des types de consommateurs. Avant tout projet d'alimentation en eau potable, il est nécessaire de procéder au recensement de toutes les catégories de consommateurs au niveau de l'agglomération.

Pour chacune des périodes de conception, le concepteur doit définir les nouveaux besoins soit :

- Globalement, en tenant compte de l'augmentation de la population desservie et du *per capita* pour l'eau distribuée;
- Spécifiquement, en identifiant les différents groupes de consommateurs et les pertes pour les nouveaux secteurs.

II.1. Evaluation de la population future

Les nouveaux besoins sont évalués à partir de prévisions définissant les nouveaux usagers et de consommations de référence pour chacune des catégories d'usagers. Ces mêmes valeurs sont utilisées pour établir des bilans et le potentiel d'économie.

Lorsque la différence de coûts entre les solutions basées sur des projections de 10, 20 et 30 ans est marginale, une solution à plus long terme pourra être favorisée [4].

L'évaluation des besoins en eau potable pour le programme 4440 logements se définit comme suit.

Selon la DRE de Blida la moyenne d'habitants est fixée à six(6) personnes par logement d'où le nombre total de la population à long terme est estimé comme suit [2] :

$$N = \text{nombre de logt} \times 6 \text{ hab/logt}$$

$$\text{A.N : } N = 4440 \times 6$$

Donc : **N = 26640 habitants**

II.2. Estimation des besoins en eau potable

II.2.1. Besoins domestiques

II.2.1.1. Débit moyen journalier

Le débit moyen journalier selon la relation suivante est égal [2] :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{N \times D \times n}{1000} \quad (\text{II.1})$$

Avec :

- D : dotation en l/j/hab = 150l/j/hab
- N : Nombre de logements.
- n : Nombre de personnes / logement = 6

Donc : $Q_{\text{moy.j}} = \frac{4440 \times 150 \times 6}{1000} = 3996 \text{ m}^3/\text{j}$

II.2.1.2. Consommation horaire de pointe (Q_{pt})

$$Q_{\text{pt}} = Q_{\text{max}} \times C_p \quad (\text{II.2})$$

Avec :

- Q_{max} : consommation maximale = (D x P/86400) ;
- C_p : coefficient horaire de pointe = 3 ;
- Calcul du débit de pointe total

$$Q_{\text{pt}} = (4440 \times 150 \times 6 \times 3) / 86400 = 138.75 \text{ litres/seconde}$$

II.2.2. Catégories des besoins en eau

La consommation d'eau varie en fonction du type de consommateur. Le concepteur verra à utiliser en priorité les données de consommation mesurée au compteur. Faute de mieux, il pourra estimer les consommations à partir d'un recensement de toutes les catégories de consommateurs rencontrés au niveau d'une agglomération, tel que :

- Besoins domestique.
- Besoins scolaires ;
- Besoins sanitaires ;

- Besoins administratifs ;

Mais on calcul seulement les besoins domestiques et les consommations diffuses. Cette dernière représente tous les besoin cités au-dessus sauf les besoin domestiques, et elle correspond de 20 à 30% de la consommation domestique.

Les différents équipements appartiennent à notre POS (Plan d'occupation de sol), sont récapitulatif dans les tableaux ces dessous

Tableau N° II.1: Tableau récapitulatif des équipements [3]

Désignations	N°	Surface (m ²)
Partie OPGI LPL		
Ecoles primaires	1	4000
	2	3100
	3	2150
	4	1900
	5	1800
CEM	1	4200
Lycée	1	8200
Mosquée	1	8000
Bloc Administratif	1	1000
Equipements éventuels	1	3235
	2	2150
	3	2491
	4	2630
	5	2910
	6	829

Tableau N° II.1: Tableau récapitulatif des équipements (suite et fin)

Partie OPGI		
Ecoles primaires	1	4200
	2	2600
	3	2192
	4	1800
	5	1800
	6	2700
CEM	1	62500
	2	4185
Lycée	1	12636
Maisons de jeunes	1	1000
	2	930
Blocs administratifs	1	1300
	2	1000
	3	760
Centre Commercial	1	5496
Mosquées	1	8000
	2	5200
Sureté urbaine	1	1700
Réservoir d'eau	1	12000
Equipement dédié � l'investissement	1	2400
EQ	1	1600

Dans Le présent projet, nous avons attribué 20% du débit moyen pour les équipements. Donc on pose [3] :

$$Q_{\text{moy.j.}\acute{e}\text{q}} = Q_{\text{moy.j.dom}} \times 0.2 \quad (\text{II.3})$$

$$Q_{\text{moy.j.}\acute{e}\text{q}} = 3996 \times 0.2 = 799.2 \text{ m}^3/\text{j}$$

Avec :

- $Q_{\text{moy.j}}$: débit moyen journalier (m^3/j).

Note : On peut aussi considérer que la consommation des autres abonnés représente 10 à 30 % de la consommation de la population (en cas de manque de données).

Tableau II.2 : Récapitulatif des besoins

Population	$Q_{\text{moy.j.dom}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy.j.}\acute{e}\text{q}}(\text{m}^3/\text{j})$	$Q_{\text{moy.j.T}}(\text{m}^3/\text{j})$
26640	3996	799.2	4795.2

II.2.3. Majoration de la consommation moyenne journalière

On effectue une majoration de 20% afin de compenser les fuites au niveau du réseau d'adduction qui est fonction du type de conduites, de la nature du terrain et de la qualité de l'entretien, et cela afin d'éviter tout risque d'insuffisance dans la consommation journalière.

Tableau II.3: Récapitulatif des besoins moyen journaliers majorés

Localité	Besoins aggro moyen m^3/j	Taux de majoration%	Besoin aggro moyens majorés m^3/j
Pole de Saf-Saf (4440 logements)	3996	20	4795.2

II.3. Variations de la consommation journalière

On sait que la consommation est irrégulière en fonction des jours. Donc le débit consommé varie, en présentant des maximum et minimum. Cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $k_{\text{max.j}}$ et $k_{\text{min.j}}$.

II.3.1. Le coefficient d'irrégularité

Au sein d'une agglomération, l'eau appelée à la consommation varie dans le temps ; cette variation peut être journalière, hebdomadaire, mensuelle ou annuelle et dépend du mode de vie de la population. Par ailleurs, il faut noter que l'existence des fuites et de gaspillage, occasionnés au niveau du réseau, est liée à l'état de ce dernier. Pour tenir compte de l'irrégularité de la consommation, nous devons prendre en considération un certain nombre de coefficients d'irrégularité.

II.3.1.1. Coefficient maximum d'irrégularité journalier

Qui est défini comme le rapport entre la consommation maximale journalière ($Q_{\max.j}$) et la consommation moyenne journalière ($Q_{\text{moy.j}}$), donné par l'expression :

$$k_{\max.j} = Q_{\max.j} / Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.4})$$

Dans la pratique $k_{\max.j} = 1.1$ à 1.3 Dans le cas du présent projet prévenons 1.2 .

II.3.1.2. Coefficient minimum d'irrégularité journalier

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimale et la consommation moyenne journalière. Il nous permet de connaître le débit minimum journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération, il varie entre 0.7 et 0.9 .

$$\text{Donc : } k_{\min.j} = Q_{\min.j} / Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.5})$$

On prend dans l'actuel projet : $k_{\min.j} = 0.8$

II.3.2. Consommation maximale journalière

Ce débit présente la quantité d'eau maximale du jour le plus chargé dans l'année, il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max.j} = k_{\max.j} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.6})$$

Avec :

- $k_{\max.j}$: coefficient d'irrégularité maximum journalier.

II.3.3. Consommation minimale journalière

Ce débit présente la quantité d'eau minimale du jour le moins chargé dans l'année il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\min.j} = k_{\min.j} \times Q_{\text{moy.j}} \quad (\text{II.7})$$

Avec :

- $k_{\min.j}$: coefficient d'irrégularité minimale journalier.

Tableau II.4 : Calcul des consommations maximales et minimales journalières

$Q_{\text{moy.j.}} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$K_{\min.j}$	$Q_{\min.j} \text{ (m}^3\text{/j)}$	$K_{\max.j}$	$Q_{\max.j} \text{ (m}^3\text{/j)}$
3996	0.8	3196.8	1.2	4795.2

II.4. Variations de la consommation horaire

Il n'y a pas seulement le débit journalier qui subit une variation mais le débit horaire aussi varie, cette variation est caractérisée par des coefficients d'irrégularité $k_{\max.h}$ et $k_{\min.h}$.

Le débit moyen horaire est donné par la formule suivante :

$$Q_{\text{moy.h}} = Q_{\max.j} / 24 \quad (\text{II.8})$$

II.4.1. Consommation maximale horaire

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

$$Q_{\max.h} = Q_{\text{moy.h}} \times k_{\max.h} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

- $Q_{\max.h}$: débit maximum horaire ($\text{m}^3\text{/h}$) ;

- $Q_{\text{moy.h}}$: débit moyen horaire ($\text{m}^3\text{/h}$) ;

- $k_{\max.h}$: coefficient maximum horaire ($K_{\max.h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max}$).

Compte tenu du nombre d'habitants, nous utiliserons $\alpha_{\max}=1.20$ et $\beta_{\max} = 1.18$.

II.4.1.1. Le coefficient maximum horaire

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

$$k_{max.h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad (II.10)$$

Avec :

α_{max} : coefficient qui tient compte du confort des équipements, de l'agglomération et du régime du travail varie de **1.2–1.5** et dépend du niveau du développement local. Pour notre projet nous utiliserons **$\alpha_{max} = 1.20$** .

β_{max} : coefficient qui dépend du nombre d'habitants, ces valeurs sont données dans le tableau suivants :

Tableau II.5 : La variation du coefficient β_{max}

Population 10 ³	1	1.5	2.5	4	6	10	20	30	100	300	>100
Bmax	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15	1.10	1.03	1

Donc **$\alpha_{max} = 1.20$** et **$\beta_{max} = 1.18$** ;

Alors : **$K_{max.h} = 1.428$**

II.4.2. Consommation minimale horaire

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

$$Q_{min.h} = Q_{moy.h} \times K_{min.h} \quad (II.11)$$

Avec :

- $Q_{min.h}$: débit minimum horaire (m³/h).

II.4.2.1. Le coefficient minimum horaire

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

$$k_{\min.h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min}. \quad (\text{II.12})$$

Avec :

α_{\min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements, de l'agglomération et du régime du travail varie de **0.4–0.6** et dépend du niveau du développement local. Pour notre projet nous utiliserons **$\alpha_{\min} = 0.5$**

β_{\min} : coefficient étroitement lié l'accroissement de la population, valeurs sont données dans le tableau suivant :

Tableau II.6: La variation du coefficient β_{\min}

Population 10^3	1	1,5	2,5	4	6	10	20	30	100	300	>100
β_{\min}	0.1	0.1	0.1	0.2	0.25	0.4	0.5	0.6	0.7	0.83	1

Donc : **$\alpha_{\min} = 0.5$** et **$\beta_{\min} = 0.55$** ;

Alors : **$K_{\min.h} = 0.275$**

Généralement on détermine les débits horaires en fonction du développement, des habitudes de la population et du régime de consommation probable.

Tableau II.7 : Récapitulatif des débits journaliers

Dotation (l/j/hbt)	Population (hbt)	$Q_{\text{moy.j}}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{max.j}}$ (m ³ /j)	$Q_{\text{min.j}}$ (m ³ /j)
150	26640	3996	4795.2	3196.8

Tableau II.8 : Récapitulatif des débits horaires

Dotation (l /j/hbt)	Population (hbt)	Qmoy.h (m3/h)	Qmax.h (m3/h)	Qmin.h (m3/h)
150	26640	199.8	285.31	54.95

II.5. Etude de la consommation horaire

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 suivant :

Tableau II.9 : la fraction horaire du débit maximum journalier

Heure(h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5

Tableau II.9 : la fraction horaire du débit maximum journalier (suite et fin)

12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Cette variation des débits est exprimée en pourcentage par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération, cette représentation est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau II.10 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant

Heure	consommation totale $Q_{max,j} = 4795.2 \text{ m}^3/j$		Consommation cumulée	
	%	m^3/h	%	m^3/h
0-1	1.5	71.93	1.5	71.93
1-2	1.5	71.93	3	143.86
2-3	1.5	71.93	4.5	215.78
3-4	1.5	71.93	6	287.71
4-5	2.5	119.88	8.5	407.59

Tableau II.10 : Répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitant
(suite et fin)

5-6	3.5	167.83	12	575.42
6-7	4.5	215.78	16.5	791.21
7-8	5.5	263.73	22	1054.94
8-9	6.25	299.7	28.25	1354.64
9-10	6.25	299.7	34.5	1654.34
10-11	6.25	299.7	40.75	1954.04
11-12	6.25	299.7	47	2253.74
12-13	05	239.79	52	2493.5
13-14	05	239.79	57	2733.26
14-15	5.5	263.73	62.5	2997
15-16	06	287.71	68.5	3284.71
16-17	06	287.71	74.5	3572.42
17-18	5.5	263.73	80	3836.16
18-19	05	239.79	85	4219.77
19-20	4.5	215.78	89.5	4291.70
20-21	04	191.81	93.5	4483.51
21-22	03	143.85	96.5	4627.38
22-23	02	95.90	98.5	4723.27
23-24	1.5	71.93	100	4795.2
Total	100%	4795.2		

Le débit de pointe $Q_{max. h}$ pour Le programme de 4440 logements est de **299.7 m³/h** et survient entre 08 h et midi.

Un diagramme à barres qui représente la consommation en eau de l'agglomération est donnée dans la **Figure (II.1)**.

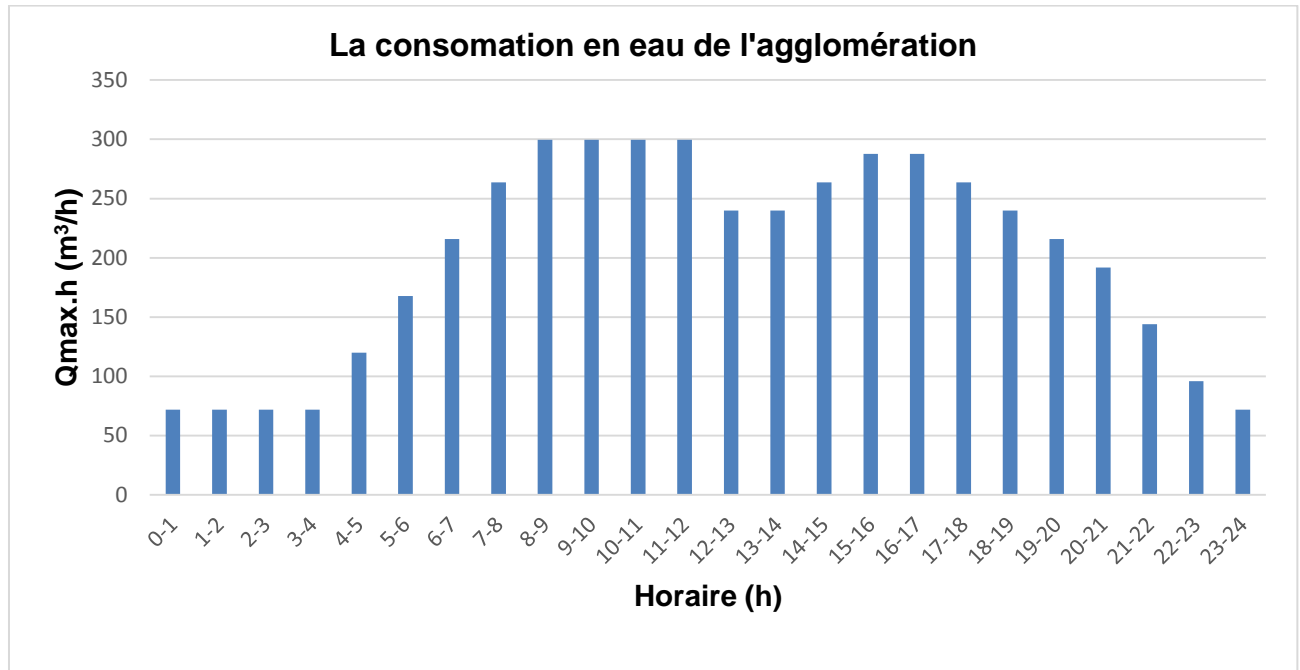


Figure II.1 : Diagramme à barres représentant la consommation en eau des 4440 logements du pôle urbain de Saf-Saf (Meftah)

Une courbe qui représente la consommation en eau de l'agglomération est donnée dans la Figure (II.2).

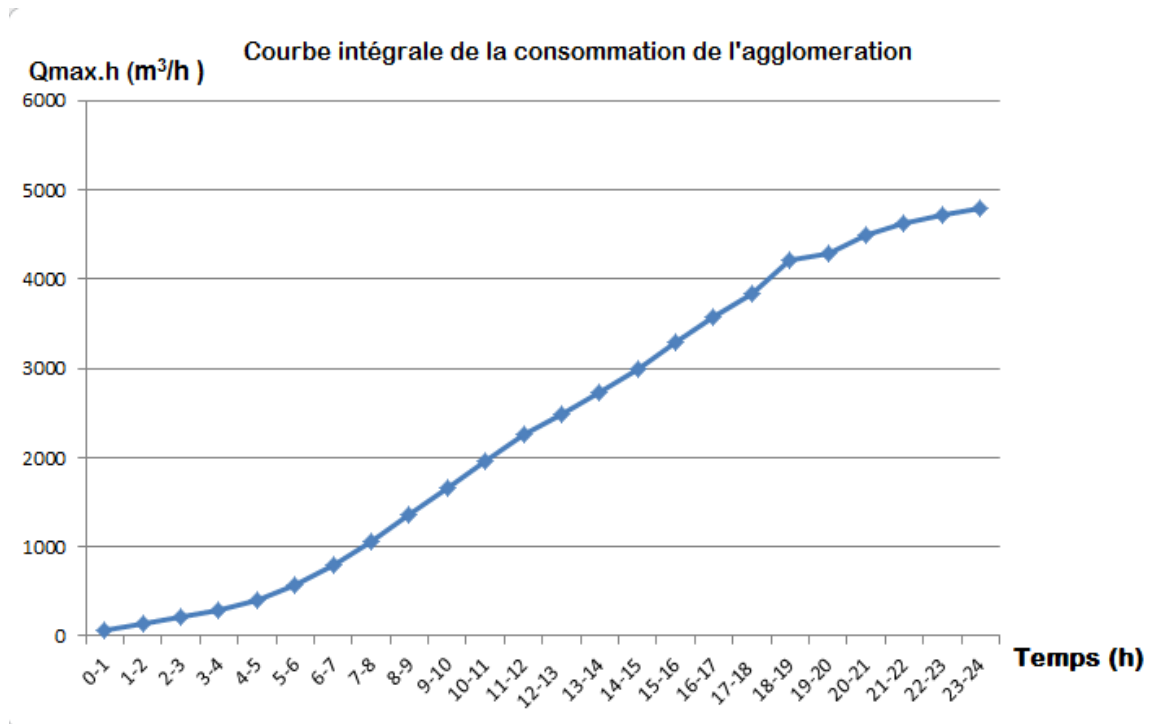


Figure II.2 : Courbe intégrale de la consommation en eau des 4440 logements du pôle urbain de Saf-Saf (Meftah)

Conclusion

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **3996 m³/j** soit **46 l/s** ; sont bien satisfaits par rapport au débit journalier fourni par les ressources existantes (12 forages) dans la zone d'étude, qui est de **15618.19 m³/j**, soit de **180 l/s**.

Dans ce chapitre, on a pu déterminer la population future ainsi que ces besoins en eau, par la suite le débit max journalier et le débit horaire de pointe correspondant qui servira comme donnée de base pour le reste du mémoire.



Chapitre III
Distribution

Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau d'une agglomération quelconque, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Dans ce chapitre, nous donnerons un aperçu sur les réseaux de distribution, où nous parlerons des composants et des types de ce dernier, y compris les réservoirs d'eau et leurs capacités, afin de donner des informations de base.

III.1. Méthodes d'alimentation du réseau

Le réseau d'aqueduc est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression. Il faut donc un système d'alimentation de ce réseau qui permette de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante. Il existe plusieurs façons de réaliser cette alimentation, dont voici les principales [4] :

III.1.1. Distribution gravitaire

- Réseau branché sur un réservoir suffisamment élevé pour assurer les débits et les pressions.
- Méthode simple et la plus fiable si la conduite principale est bien protégée contre les bris accidentels.
- Possibilité de pompage mobile pour la lutte aux incendies.

III.1.2. Pompage combiné

- Pompage lors des périodes de basse consommation vers des réservoirs élevés.
- Méthode économique si le pompage est fait à rendement maximum.
- Possibilité de pompage mobile pour la lutte aux incendies.

III.1.3. Pompage direct

- Pompage direct dans le réseau.
- Méthode la moins avantageuse en raison des possibilités de panne de puissance, d'une variation et d'une distribution de la pression plus difficile et des coûts d'énergie surtout en pointe.
- Bon débit d'incendie.

III.2. Réservoirs et stations de pompage

Les réservoirs servent principalement à harmoniser la demande et la production. La demande est variable, alors que, pour être économique et efficace, la production doit être constante. Lorsque le débit de production est supérieur au débit de consommation, on accumule l'excédent dans les réservoirs. En période de pointe, on ajoute au débit de production celui de la vidange des réservoirs (fig.III.1).

Dans les réseaux étendus et de consommation dense, les réservoirs permettent d'égaliser la pression sans avoir à augmenter le diamètre des conduites principales.

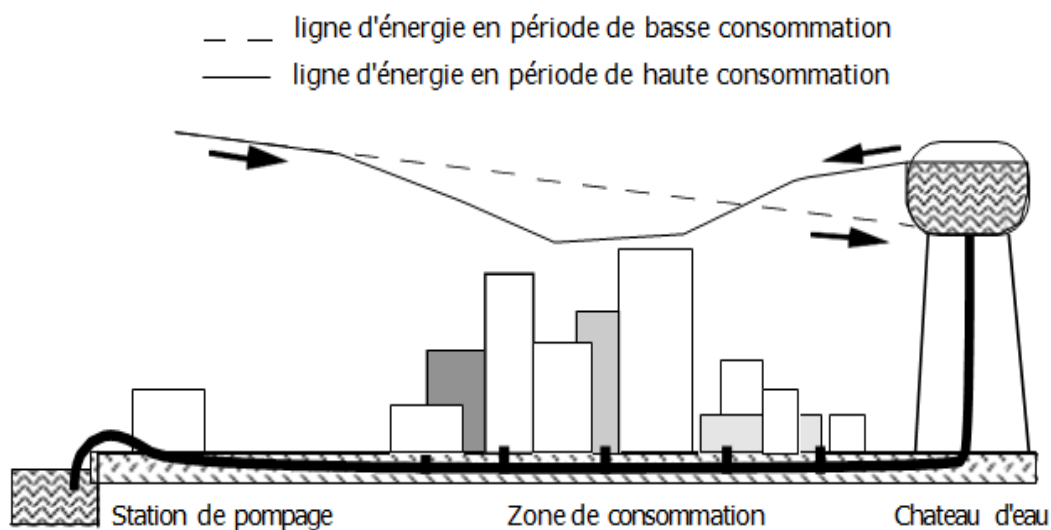


Figure III.1: Distribution des eaux

Les réservoirs peuvent être construits soit en élévation, château d'eau par gravité ou alors en sous-sol accompagnée d'un système de pompage. Il semble que cette dernière solution soit considérée comme préférable pour des raisons esthétiques et économiques tant au point de vue coût initial qu'au point de vue coût d'entretien.

III.2.1. Caractéristiques du réservoir

Durant la construction d'un réservoir, les matériaux utilisés doivent être choisis pour assurer [5] :

- **Résistance** : Le réservoir doit équilibrer en toutes ses parties les efforts auxquels il est soumis.
- **Étanchéité** : Les parois doivent être étanches pour éviter les fuites.

- **Durabilité** : Le réservoir doit avoir une durabilité pour longtemps, ce qui veut dire, le matériau dont il est constitué doit conserver ses propriétés initiales en contact avec l'eau.

III.2.2. Classification des réservoirs

Ils peuvent être classés selon [8]:

A- Leur position par rapport au sol

- Les réservoirs enterrés ;
- Les réservoirs semi enterrés ;
- Les réservoirs sur le sol : Ce genre de réservoirs alimente gravitairement le réseau de distribution
- Les réservoirs surélevés : La cuve du réservoir étant disposée sur une tour,
- Réservoir avec station de surpression associée : L'alimentation du réseau de distribution

B- Leur forme

- ✓ Les réservoirs circulaires ;
- ✓ Les réservoirs carrés, rectangulaires ;
- ✓ Les réservoirs quelconques.

C- Matériaux de construction

Ils peuvent être :

- ❖ Réservoirs métalliques ;
- ❖ Réservoirs en maçonnerie ;
- ❖ Réservoirs en béton armé ;
- ❖ Réservoirs en plastique.

D- Selon l'usage

- ❖ Réservoir principal d'accumulation et de stockage ;
- ❖ Réservoir d'équilibre (réservoir tampon) ;
- ❖ Réservoir de traitement.

Les critères les plus souvent retenus pour les choix sont :

- Les facteurs économiques ;
- La sécurité d'approvisionnement et la facilité d'exploitation ;
- Les possibilités d'inscription harmonieuse dans le site ;
- Les possibilités d'adaptation au réseau.

Nous donnons ci-après un schéma détaillé d'un réservoir d'eau potable :

UN RESERVOIR D'EAU POTABLE

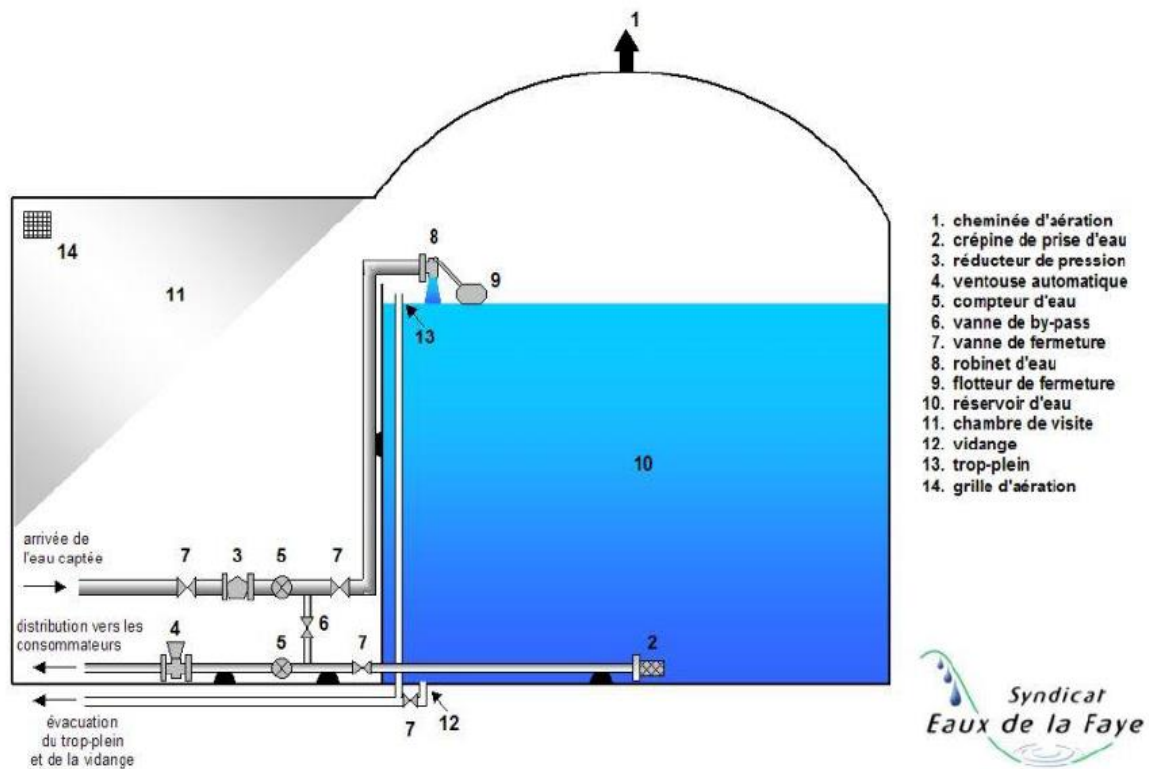


Figure III.2 : Réservoir d'eau potable

Schéma détaillé d'un réservoir semi enterré cylindrique est donné ci-après

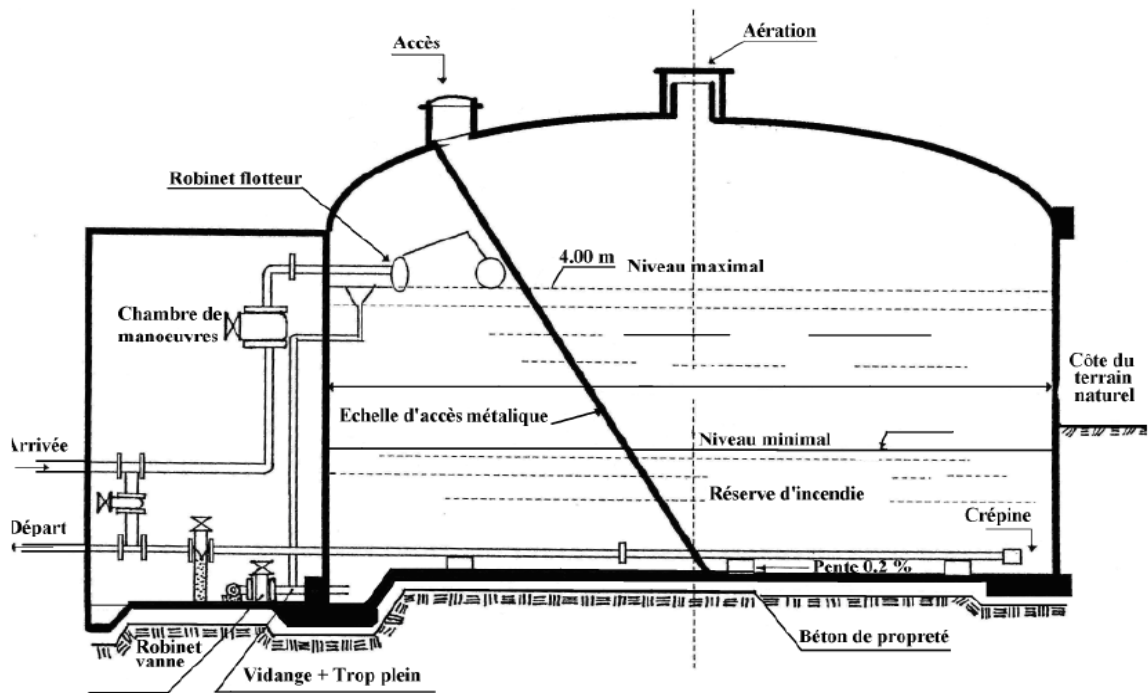


Figure III.3 : Réservoir semi enterré cylindrique

Schéma détaillé d'un réservoir surélevé est représenté ci- dessous :

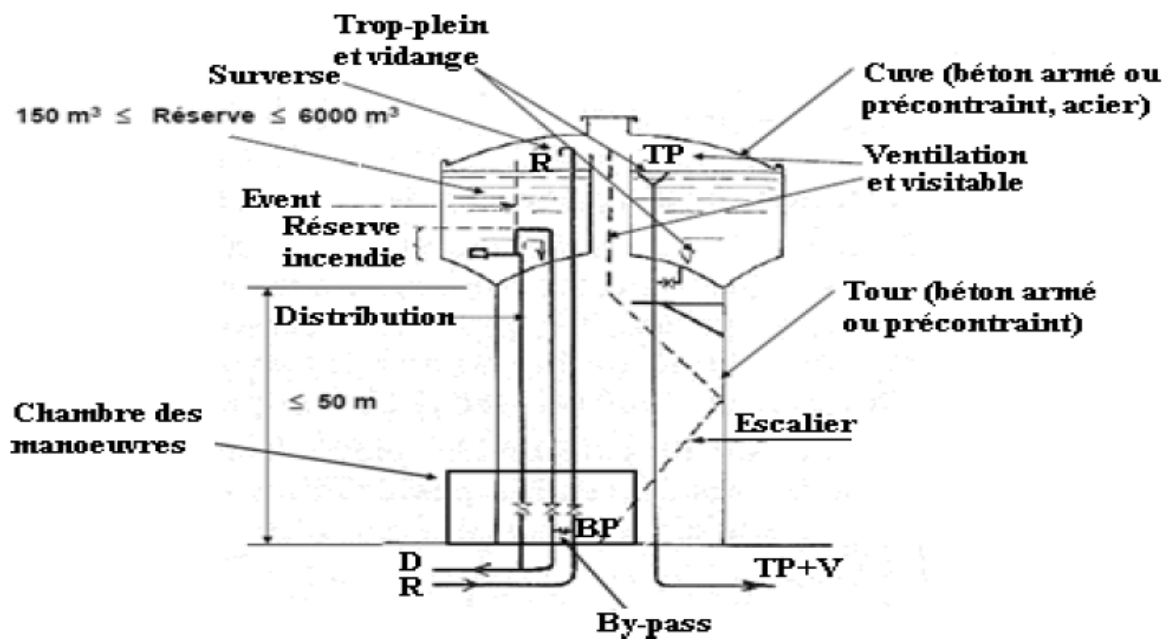


Figure III.4 : Réservoir surélevé

III.2.3. Rôles des réservoirs

Le rôle des réservoirs varie sensiblement au cours des usages, servant tout d'abord de réserves d'eau leur contrôle primordial, fut ensuite de parer à un accident survenu dans l'adduction. Il remplit aussi les fonctions suivantes [6] :

- Assure la sécurité de distribution en cas d'interruption d'adduction.
- Régulariser l'apport et la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant.
- Accumuler l'eau et faire face à la fluctuation de la consommation.
- Satisfaire les pressions de service dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risques de pollution et le préserver contre les fortes variations de température.
- Lutter contre d'éventuels incendies à l'aide d'une réserve d'eau permanente dans le réservoir.
- Réducteur des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointes).
- Jouent le rôle de relais.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

III.2.4. Emplacement du réservoir

L'emplacement du réservoir à pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de point. Le meilleur emplacement n'est déterminé qu'après une étude technico-économique approfondie, en prenant en considération les conditions suivantes [5] :

- Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent.
- L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.
- Le site du réservoir doit être le plus proche possible de l'agglomération (économie) pouvant alimenter le point le plus défavorable.
- La topographie intervient et à une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie.
- Il doit être construit sur des terrains stables et solides.

III.2.5. Choix du type du réservoir

Vue la topographie des lieux, le relief de la région étant accidenté et l'emplacement disponible et les avantages qu'offrent les réservoirs circulaires, semi enterrés ; à savoir [7] :

- Economie sur les frais de construction ;
- Etude architecturale très simplifiée ;
- Ethnocentrie lus facile à réaliser ;
- Conservation de l'eau se fait à une faible variable de température ;
- L'étanchéité est assurée.

L'utilisation de ce type de réservoir répond bien aux différents problèmes technico-économique.

Il est exigé d'un réservoir d'être :

- Couverts ;
- À l'abri des contaminations ;
- À l'abri des infiltrations des eaux souterraines ;
- À l'abri des pluies et des poussières.

III.2.6. Equipement du réservoir

Un réservoir doit être équipé par [7] :

- ✓ Conduite d'arriver ou d'alimentation (d'adduction) ;
- ✓ Conduite de départ ou de distribution ;
- ✓ Conduite de vidange ;
- ✓ Conduite de trop plein ;
- ✓ Conduite de bay pass, dans certains cas ;
- ✓ Système de matérialisation de la réserve d'incendie.

Les réservoirs alimentés à partir d'adduction gravitaire seront commandés par robinet à flotteur ou obturateur. Toutes les conduites doivent, normalement, aboutir dans une chambre de manœuvre accolée au réservoir.

III.2.6.1. Conduite d'adduction

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir, doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal :

Obturation par robinet flotteur si l'adduction est gravitaire ; Un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

L'adduction s'effectue par surverse, soit en chute libre en provoquant à l'arrivée dans le réservoir une oxygénation de l'eau, ce qui peut être favorable pour les eaux souterraines, ordinairement pauvres en oxygène, soit en prolongeant la conduite de façon à ce que l'extrémité soit toujours noyée.

III.2.6.2. Conduite de distribution

Le départ de la conduite s'effectue à 0.15 – 0.20 m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduction dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement, pourraient se décanté dans la cuve, il y a lieu aussi de réserver un minimum de 0.5 m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau, pour faciliter le brassage de l'eau, le départ sera prévu à l'opposé de l'arrivée, un robinet vanne sera ménagé sur le départ de la conduite [6].

III.2.6.3. La conduite de trop plein

Cette conduite devra évacuer l'excès d'eau arrivant au réservoir quand l'eau atteint sa limite maximale ou en cas de défaillance du système d'arrêt des pompes, la canalisation de trop plein débouchera à un exutoire voisin. Afin d'éviter la pollution ou une introduction d'animaux qui pourrait pénétrer dans le réservoir, on ménage un joint hydraulique constitué par un siphon avec une garde d'eau suffisante.

III.2.6.4. Conduite de vidange

La conduite vidange comporte un robinet vanne. Elle est nécessaire pour le nettoyage et l'inspection ainsi que les éventuelles réparations. Elle est placée en bas du réservoir et reliée généralement à la conduite de trop-plein.

III.2.6.5. Conduite de by-pass

Le bay-pass est un dispositif reliant la conduite d'amenée d'eau à la conduite de départ, on l'utilise lorsqu'on désire assurer la distribution pendant la vidange ou la réparation du réservoir.

III.2.6.6. Ligne pilote

Un interrupteur à flotteur va être disposé à la partie haute d'un réservoir. Il est relié au contacteur du moteur de la pompe qui enclenche ce dernier pour un niveau d'eau inférieur, et le déclenche pour un niveau supérieur.

III.2.7. Système de matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement son utilisation en service normal, et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité, à cet effet on utilise deux solutions, en l'occurrence [6] :

III.2.7.1. Le système à deux prises

Il consiste à distribuer l'eau en régime normal à partir d'une prise située au-dessus du volume réservé et commandée par la vanne 2. La prise située au voisinage du fond est condamnée par la vanne 1 (vanne d'incendie), qui peut avantageusement être télécommandée en cas de sinistre. L'inconvénient de cette solution est que, sauf en cas d'alimentation du réservoir par le fond, il subsiste entre les prises 1 et 2 une zone mal renouvelée, ou risque de développement de micro-organismes qui peuvent contaminer toute l'eau du réservoir et risquant de surcroît de lui donner un goût désagréable (Figure III.5).

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

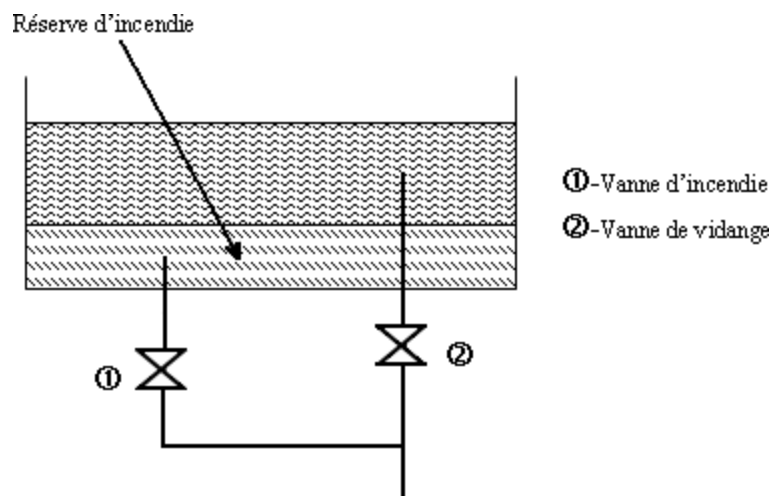


Figure III.5 : Système à deux prises

▪ Le système à siphon

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

En temps normal, 1 et 3 sont ouvertes et 2 fermée. En cas d'incendie, 2 est ouverte et 1 est fermée (Figure III.6).

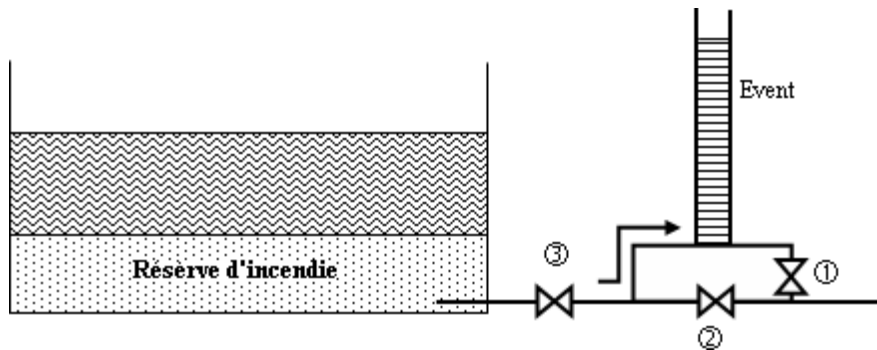


Figure III.6 : Système à siphon

III.2.8. Dimensionnement du réservoir

Un réservoir doit être dimensionné pour répondre aux fonctions qui lui sont demandés depuis sa mise en service jusqu'aux conditions les plus exigeantes (demande de pointe). Sa capacité doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie, c'est-à-dire d'une part, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et, d'autre part, de la variation de la demande.

Le plus souvent, la capacité est calculée en tenant compte des variations journalières, du jour de la plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie.

III.2.9. Détermination de la capacité utile du réservoir

La méthode de calcul adoptée est dite méthode analytique, qui repose sur l'utilisation des coefficients horaires variant suivant les différentes heures de desserte et suivant l'importance de la population.

Remarque :

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

Le réservoir que nous travaillons sur le calcul de sa capacité, a pour objectif de distribuer de l'eau vers l'ensemble des habitants du pôle urbain saf-saf, y compris le programme 4440 logements.

Pour notre cas on choisit la répartition variant entre 50000 et 100000 hbts puisque le nombre d'habitants sera 65766 hbts (voir tableau III.1 en Annexe 1) ;

Le réservoir de pôle urbain saf-saf assure une distribution pour la population de ce village par le système gravitaire avec un débit de $Q_{\max j} = 15626 \text{ m}^3/\text{j}$, elle est caractériser par [3] :

Cote maximale = 360m

Cote minimale = 345m

On a:

$\alpha \text{ max} = 1.2$ $\beta \text{ max} = 1.32$ $K \text{ max} = 1.32$

Les résultats de calcul sont obtenus dans le tableau suivant :

Tableau III.1 : Répartition des consommations on fonction du débit horaire

Heure	Consommation en %	Consommation en m ³ /j	Production en %	Déficits en %	Surplus en %	Reste d'eau en %
0-1	03	468.78	0	-3		8.3
1-2	3.2	500.03	0	-3.2		5.1
2-3	2.5	390.65	0	-2.5		2.6
3-4	2.6	406.27	0	-2.6		0
4-5	3.5	546.91	6.25		2.75	2.75
5-6	4.1	640.66	6.25		2.15	4.9
6-7	4.5	703.17	6.25		1.75	6.65
7-8	4.9	765.67	6.25		1.35	8
8-9	4.9	765.40	6.25		1.35	9,35
9-10	4.6	718.79	6.25		0.65	11
10-11	4.8	750.04	6.25		1.45	12.45
11-12	4.7	734.42	6.25		1.55	14
12-13	4.4	687.54	6.25		1.85	15.85
13-14	4.1	640.66	6.25		2.15	18
14-15	4.2	656.26	6.25		2.05	20.05
15-16	4.4	687.54	6.25		1.85	21.9
16-17	4.3	671.91	6.25		1.95	23.85
17-18	4.1	640.66	6.25		2.15	26

Tableau III.1 : Répartition des consommations en fonction du débit horaire (suite et fin)

18-19	4.5	703.17	6.25		1.75	27.75
19-20	4.5	703.17	6.25		1.75	29.5
20-21	4.5	703.17	0	-4.5		25
21-22	4.8	750.04	0	-4.8		20.2
22-23	4.6	718.79	0	-4.6		15.6
23-24	3.3	515.65	0	-3.3		12.3
Somme	100%	15626	100			

A- Calcul de la capacité du réservoir :

Le résidu dans le réservoir : $P = 28.5 - 0 = 28.5\%$.

Le volume résiduel est donné par la formule suivante:

$$V_r = \frac{Q_{\max.j} \times P}{100} \quad (\text{III.1})$$

Donc : $V_r = \frac{28.5 \times 15626}{100} = 4453.4 \text{ m}^3$

Leurs capacité total est donnée par la formule suivante:

$$C_t = V_r + V_i (\text{m}^3) \quad (\text{III.2})$$

- V_i : le volume de la réserve d'incendie (80- 120 m^3).

Donc : $C_t = 4453.4 \text{ m}^3 + 120 = 4573.41 \text{ m}^3$

La capacité normalisé sera : $V_n = 5000 \text{ m}^3$

Remarque : le volume calculé est de **4573.41 m^3** , et le volume de réservoir existant est de **5000 m^3** , alors la capacité est suffisante.

Calcul de diamètre du réservoir:

Il est donné par la formule suivante :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Ct}{\pi \times H}} \quad (\text{III.3})$$

Avec :

- Ct : Capacité totale dans le réservoir (m³) ;
- H : Hauteur de l'eau dans le réservoir (m) ;
- D : Diamètre de réservoir (m).

Donc : Ct = Vr = 4573.41 m³ et H = 5 m ;

Alors : **D = 34 m**

III.3. Description du système de distribution

Un réseau de distribution peut avoir une forme ramifiée ou une forme maillée ce qui est plus courant. On appelle antenne les conduites en cul de sac. Les réseaux sont constitués des éléments suivants [4] :

III.3.1. Aqueducs principaux

Ils servent à relier les stations de pompage aux réservoirs et constituent l'ossature principale du réseau. Ils forment des boucles d'environ 1000 m les conduites de distribution principales y sont connectées au moyen de vannes de coupures. Des vannes de cantonnement les découpent en tronçons et des soupapes de purge équipent les points hauts.

III.3.2. Aqueducs secondaires

Ils servent à relier les aqueducs principaux.

III.3.3. Conduites de distribution principales

Elles desservent les bornes-fontaines ou bouches d'incendie placées tous les 100 ou 150 m selon la densité du territoire.

Les conduites sont fabriquées en béton précontraint, en fonte ou en CPV. Les diamètres sont calculés pour obtenir des vitesses de l'ordre de 0,6 à 1,2 m/s, 2 m/s au maximum en cas de feu. Ces diamètres sont en général de 15 cm en zone résidentielle, 20 cm en zone commerciale et 30 cm et plus dans les rues principales.

III.4. Classification des réseaux de distribution

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types de réseau de distribution dont :

- Réseau ramifié ;
- Réseau maillé ;
- Réseau étagé ;
- Réseau mixe.

III.4.1. Réseau ramifié

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

- **Avantages** : D'un coût relativement bas à l'investissement, par rapport au réseau maillé. Le sens de l'écoulement est connu, ce qui permet une meilleure maîtrise du fonctionnement et de l'exploitation.

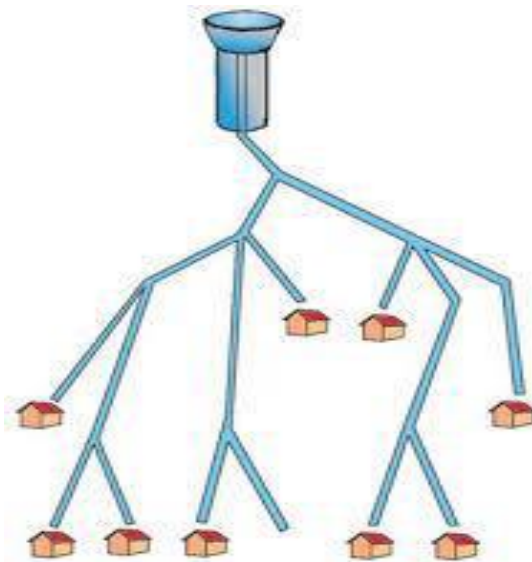


Figure III.7 : Schéma d'un réseau ramifié

- **Inconvénients** : Pertes de charge élevées du système, une faible sécurité du réseau d'alimentation ; en cas de travaux d'entretien ou d'un accident sur la conduite principale, les abonnés en aval seront privés d'eau potable.

III.4.2. Réseau maillé

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

- **Avantage**: Alimentation d'un tronçon par au moins deux canalisations, d'où une sécurité en approvisionnement. Augmentation des capacités de transfert du réseau à débit égale. En cas de rupture de conduite principale, l'interruption de service se limite à la portion de réseau concernée, isolée par deux à trois vannes.
- **Inconvénients** : Son coût de construction est relativement élevé par rapport au réseau ramifié et difficile à calculer. Connaissance et maîtrise du fonctionnement du réseau plus difficile. Risque de stagnation de l'eau sur certains tronçons. Inversion possible du sens de circulation de l'eau. Identification difficile, du tronçon causant des désordres (fuites, contaminations).

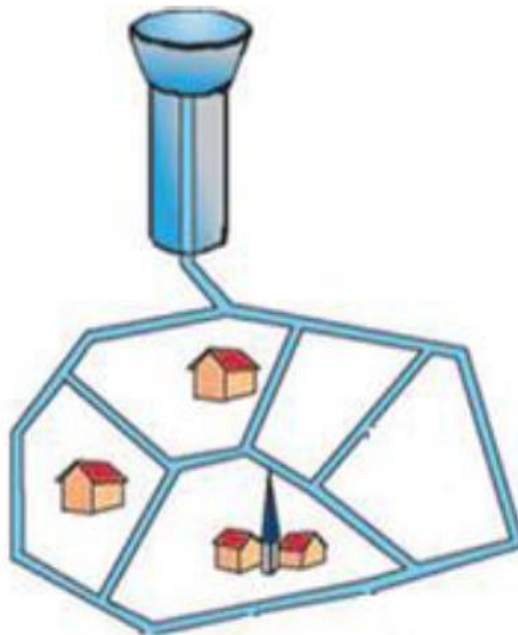


Figure III.8: Schéma d'un réseau maillé

III.4.3. Réseau étagé

Ce réseau est caractérisé par une différence de niveau très important, ce qui entraîne de fortes pressions au point le plus bas. En effet ce système nécessite l'installation d'un réservoir intermédiaire, permettant une régularisation de la pression.

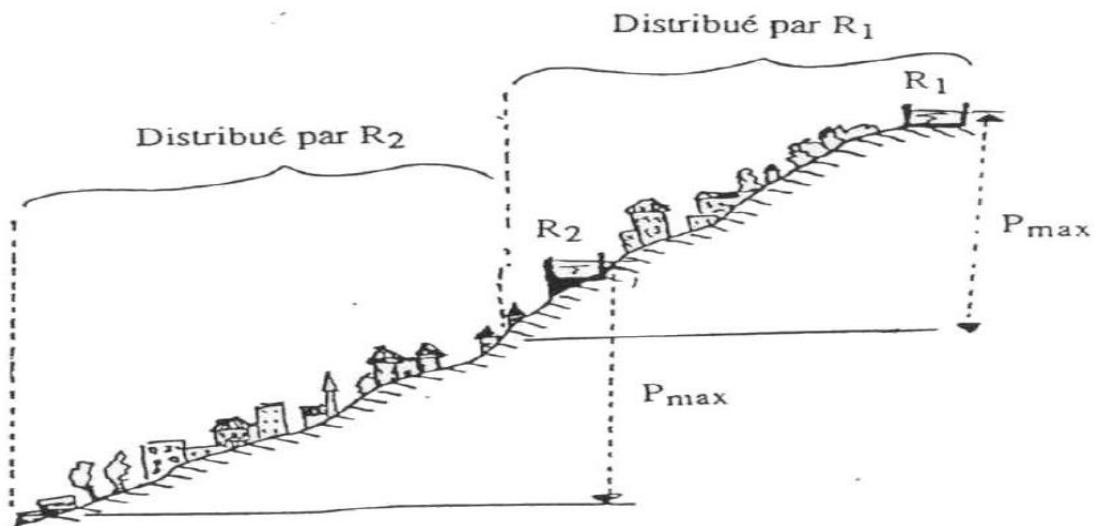


Figure III.9: Schéma d'un réseau étagé

III.4.4. Réseau mixte

Association d'un réseau maillé et d'un réseau ramifié ; très souvent rencontré dans les zones urbaines, compte tenu de la situation topographique de l'agglomération.

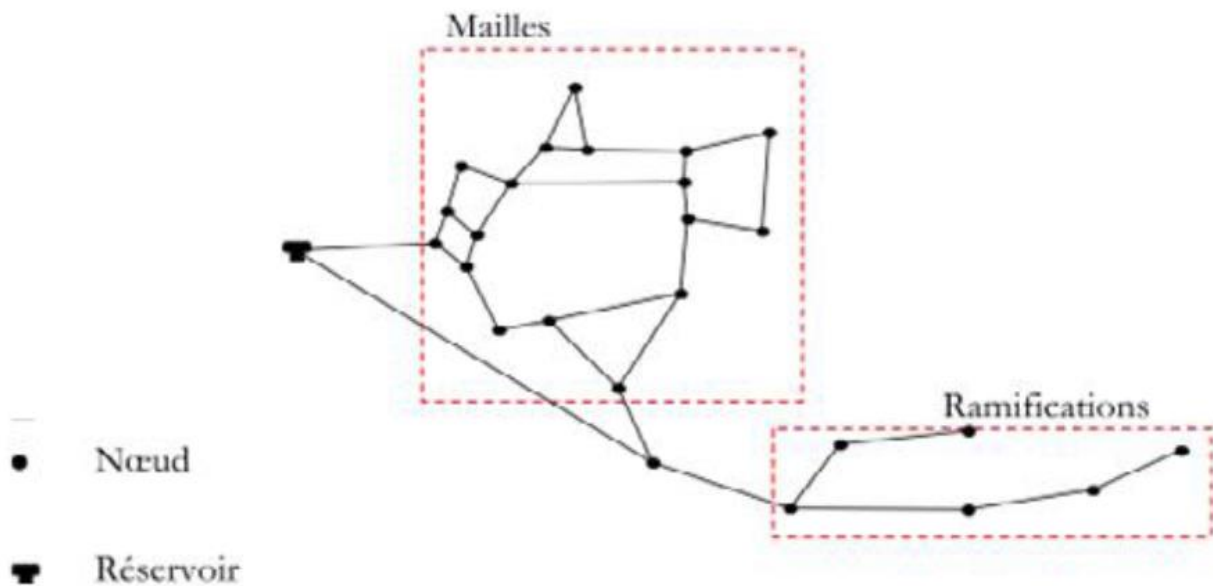


Figure III.10 : Schéma d'un réseau mixte

III.5. Conception d'un réseau de distribution

Pour concevoir un réseau de distribution, nous sommes appelés à prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi lesquels, nous avons:

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

III.6. choix du tracé

Pour définir le tracé il est important de penser aux points suivants :

- Minimiser le nombre de passages difficiles (traversées de route, de ravine...)
- Eviter les pentes trop fortes
- Eviter les zones rocheuses : une tranchée devra être creusée
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation
- Le tracé de la conduite doit être le plus court possible afin de réduire les frais

d'amortissement .

III.7. Choix du système de distribution

Dans l'alimentation en eau potable, on distingue deux principaux systèmes de distributions :

- Système à réservoir de tête.
- Système à contre réservoir ou à injection directe.

Le système d'alimentation en AEP est un réseau mixte (maillé et ramifié) car il présente l'avantage de simplifier considérablement la distribution et l'exploitation de l'alimentation, ce choix est dicté aussi par la configuration de l'aménagement.

Vu la configuration du terrain du site, nous avons opté dans notre étude pour le système à réservoir de tête.

Le transport de l'eau depuis les canalisations principales jusqu'aux points d'utilisation (pieds des bâtiments) se fait par des ramifications. Le passage de conduite sera sous trottoirs, et les passages sous chaussées seront protégés par des fourreaux en béton de diamètre 200mm [2].

III.8. Choix du type de matériaux

Dans le but du bon choix de type de matériau ; on prend en compte les paramètres suivants :

- Le diamètre ;
- La pression du service à supporter par le matériau ;
- Les conditions de pose ;
- Le prix ;
- La durée de vie du matériau ;
- La disponibilité de ce dernier sur le marché.

Note : Le cas présent pour le réseau proposé, notre choix s'est porté sur le **PEHD** pour l'ensemble du réseau que les branchements particuliers des bâtiments, matériau qui présente un avantage en matière de qualité et de pose.

- Les conduits sont générateurs de pertes de charges.
- Lorsque la conduite est rectiligne elle génère des pertes de charges régulières.
- Les changements de direction et les organes traverses sont générateurs de pertes de charges singulières.

Les paramètres d'une conduite sont :

- sa longueur
- sa rugosité
- sa section.

III.9. Sectorisation et point de piquage

La principale source d'eau potable pour le périmètre d'étude se fait par L'intermédiaire de six piquages sur le réseau AEP principale réalisé par la DUAC de blida alimentant Les ilots (A-B-C-D-E-F-G-J-M-L-K).Selon le plan d'aménagement les 4440 logements sont divisés en 05 ilots [2] :

Zone A : Le piquage sur le nœud n7 du réseau principale lot -1- comprenant:

- Les ilots A-F

Zone B : Le piquage sur le nœud n9 du réseau principale lot -2- comprenant:

- Les ilots B-C-D-E

Zone C : Le piquage sur le nœud n5 du réseau principale lot -3- comprenant:

- Les ilots G-J1...J4

Zone D : Le piquage sur le nœud n3 du réseau principale lot -4- comprenant:

- Les ilots I-H-J5...J8

Zone E : Le piquage sur le nœud n1 du réseau principale lot -5- comprenant:

- Les ilots M-L-K-D5-D6

Zone F : Le piquage sur le nœud n21 du réseau principale lot -6- comprenant:

- Les Blocs A5-A

Les caractéristiques de ces zones sont représentées dans les tableaux suivants :

Tableau III.2 : Caractéristiques des zones

Zone	N° des Ilots	Type de Blocs	N° de Blocs	Nombre d'habitants	Qmoy j (m3/j)	Qmax j (m3/j)	Qpte (m3h)	Qpte (l/s)
Zone A	Ilots (A+F)	R+9	A1+A2+A3+A4+A7 +A8+F1+F2+F3+F4+F5 +F6+F7+F8	3360	504	604.8	63	17.5
	Equipements	Maison de Jeunes		302	45.3	54.36	5.66	1.57
Sous-Total "A"				3662	549.3	659.16	68.66	19.07

Zone B	Ilots (B+C+D+E)	R+9	B5+B6+B7+B8+B9+ +B10+C5+C6+C7+C8 +D1+D2+D3+D4+E1 +E2+E3+E4	3600	540	648	67.5	18.75
		C+9	B1+B2+B3+B4+C1 +C2+C3+C4	1920	288	345.6	36	10
	Equipements	Equipement dédié à l'investissement, Sureté urbaine, Ecole Primaire			-	-	-	-
Sous-Total "B"				5520	828	993.6	103.5	28.75
Zone C	Ilots (G+J1...J4)	R+9 (Placette+ Aire de jeux)	G1+G2+G3+G4+G5 +G6+G7+G8+G9+G10 +J1+J2+J3+J4	2880	432	518.4	54	15
	Equipements	Placette+ Aire de jeux			14.4	17.28	1.8	0.5
Sous-Total "C"				2880	446.4	535.68	55.9	15.5
Zone D	Ilots (I+H+J5... J8)	R+9	H1+H2+H3+H8+H9 + H10+H11+H12+ +H13+H14+I1+I2+I3 +I4+I5+I6+I7+I8+I9 +J5+J6+J7+J8+I9+I10	6000	900	1080	112.5	31.25
		C+9	H4+H5+H6+H7	960	144	172,8	18	5
	Equipements	2 Bloc Administratif, Mosquée			-	-	-	-
Sous-Total "D"				6960	1044	1252.8	130.5	36.25

Zone E	Ilots (M+L+K+D5 +D6)	R+5	M1+M2+M3+M4+M5 +M6+M7+M8+L1+L2 +L3+L4+L5+L6+L7+L8 +L9+L10+L11+L12+L13 +L14+L15+L16+L17+L18 +L19+L20+L21+L22+L23 +K1+K2+K3+K4+K5+K6 +K7+K8+K9+K10+K11 +K12+K13+K14+K15 +K16+K17+K18+D5+D6	6912	1036.8	1244.6	129.6	36
	Equipements	Placette+2 Aires de jeux			12.96	15.55	1.62	0.45
Sous-Total "E"				6912	1049.76	1259.71	131.22	36.45
Zone F	Ilots	R+9	A5+A6	480	72	86.4	9	2.5
	Equipements	Ecole, CEM			-	-	-	-
Sous-Total "F"				480	72	86.4	9	2.5
Totale				26414	3962.1	4754.5	498.6	138.5

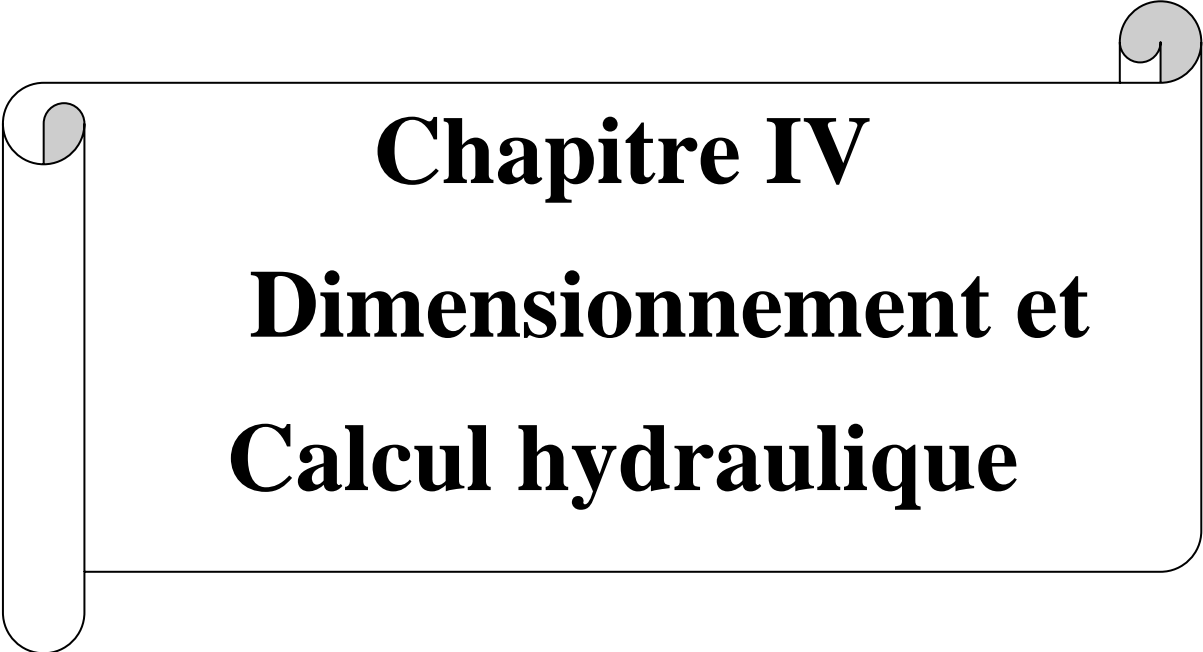
Le débit de pointe Q_{pte} Dans Le présent projet, est de **138.52 l/s**

Remarque :

Q_{pte} : Représente le débit de pointe totale de la population finale de 26414 habitants, qui sont connectées à notre réseau d'AEP.

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons abouti à des données utiles au calcul et à la modélisation de notre réseau, tel que le débit de pointe totale, la capacité du réservoir estimée à **4573.41 m³**, ainsi que le mode de distribution adoptées.



Chapitre IV
Dimensionnement et
Calcul hydraulique

Introduction

Ce chapitre est consacré à la distribution des eaux potable dans un réseau des conduites. Nous énoncerons les objectifs fondamentaux à atteindre pour satisfaire la demande en terme de pression et de débit. Les méthodes de calcul seront décrites à partir des principes de base.

Dans ce présent chapitre, on prévoit de dimensionner le réseau de distribution en eau potable du programme 4440 logements du pôle urbaine Saf-Saf (Meftah), en exploitant le logiciel EPANET.

IV.1. Dimensionnement du réseau de distribution

IV.1.1. Détermination des débits du réseau

La détermination des débits dans un réseau maillés effectue de la manière suivante:

- On détermine la longueur de chaque côté de la maille du réseau ;
- On détermine le débit spécifique pendant l'heure de pointe ;
- Sachant les débits en route; on détermine les débits supposés concentrés aux nœuds ;
- Le système de distribution avec un réservoir de tête est caractérisé par deux cas :
 - Cas de pointe ;
 - Cas de pointe plus incendie.

Vu les caractéristiques de la zone et la valeur du débit de pointe on va procéder pour le cas de pointe.

IV.1.1.1. Débit spécifique

Pour le calcul on admet que l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques sont répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution.

$$Q_s = \frac{Q_{pt}}{\sum L_i} \quad (IV.1)$$

Avec :

- Q_s : Débit spécifique (l/s) ;
- Q_{pt} : Débit de pointe (l/s) ;
- L_i : La longueur du tronçon i (m).

IV.1.1.2. Débit de pointe

$$Q_{\text{moy.j}} = (\text{Nombre de logts} \times D \times \text{Nombre d'hbts par logt}) / 86400$$

D : la dotation

L'expression qui permet de calculer le débit de pointe est:

$$Q_{\text{pte}} = Q_{\text{moy.j}} \times C_p \quad (\text{IV.2})$$

Avec :

- C_p : coefficient de pointe.

Remarque : pour notre projet le coefficient de pointe est fixé par 3.

IV.1.1.3. Débit de route

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

$$Q_r = Q_s \times L_{ij} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

- Q_r : Débit de route (l/s) ;

- Q_s : Débit spécifique (l/s) ;

- L_{ij} : La longueur du tronçon (i-j) (m).

IV.1.1.4. Débit aux nœuds

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 [5] :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_c \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

- Q_n : Débit au nœud en (l/s) ;

- Q_c : Débit concentré au nœud en aval en (l/s).

Il est important de souligner que dans notre cas d'étude la somme des débits concentrés aux différents nœuds du réseau de distribution dans le cas de pointe est nulle ($\sum Q_c = 0$).

IV.1.2. Calcul des pertes de charge

Relation débit- perte de charge : formule de Hazen-Williams

$$J_{ij} = \left[\left(\frac{3.592}{C_{HWij}} \right)^{1.852} \frac{L_{ij}}{D_{ij}} \right] Q_{ij}^{1.852} \quad (IV.5)$$

Avec:

- J_{ij} : perte de charge en, m ;
- Q_{ij} : débit dans la conduit ij en m^3/s ;
- C_{HWij} : coefficient de Hazen- Williams ;
- D_{ij} : diamètre en, m.

❖ Pertes de charges régulières

Les pertes de charges régulières (ou systématiques) représentent les pertes d'énergies dues aux frottements du fluide dans une conduite de section constante. Elles sont exprimées en hauteurs de fluide (en mètres) et en pascals.

Les pertes de charge linéaires sont déterminées à partir de la formule de DARCY-WEISBACH :

$$\Delta H = \lambda \frac{L \times V^2}{D \times 2g} \quad (IV.6)$$

Avec :

- V : vitesse moyenne de l'eau dans la section (m/s) ;
- g : accélération de la pesanteur ($g = 9.81 m/s^2$) ;
- L : longueur de la conduite (m) ;
- D : diamètre intérieur de la conduite (m) ;
- λ : Coefficient de frottement linéaire (coefficient de perte de charge), donné par la formule de COLEBROOK.

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges aux différents régimes, on peut appliquer les formules suivantes :

✓ **Régime turbulent rugueux**

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \times \text{Ln} (K/D))^{-2} \quad (\text{IV.7})$$

✓ **Régime transitoire**

$$(1/\lambda) = -2 \times \log \times [(K / (3,71 \times D)) + (2,51 \times (\text{Re} \times \sqrt{\lambda}))] \quad (\text{IV.8})$$

Avec :

- K : La rugosité absolue, elle représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau ;

- D : Le diamètre du tuyau (m) ;

- Re : Le nombre de REYNOLDS donné par la formule suivante :

$$\text{Re} = (V \times D) / \nu \quad (\text{IV.9})$$

Où :

- ν : Viscosité cinématique de l'eau.

IV.1.3. Calcul des pressions

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

$$P_j = C_{pj} - C_{tj} \quad (\text{IV.10})$$

Avec :

- P_j : La pression au sol du point considéré (m) ;

- C_{pj} : La cote piézométrique du même point considéré (m) ;

- C_{tj} : La cote du terrain du point considéré (m).

La cote piézométrique est donnée par la formule suivante :

$$C_{pj} = C_{pi} - H_{l(ij)}$$

Avec :

- C_{pi} : La cote piézométrique du point i (m) ;

- $H_{l(ij)}$: La perte de charge dans le tronçon ij, l'écoulement s'effectue de i vers j (m).

IV.1.4. Calcul de la vitesse

La vitesse réelle d'écoulement V_r est donnée par la formule

$$V = \frac{4Qp}{\pi \times D^2} \quad (\text{IV.11})$$

Avec :

- V : Vitesse d'écoulement (m/s) ;
- Q : Débit transitant dans la conduite (m³/s) ;
- D : Diamètre de la conduite (m).

IV.2. Calcul des différents débits du réseau principal

Tableau IV.1 : Le calcul du débit aux nœuds

Noeuds	log	Equipement	Qmoy.j (l/s)	Cp	Qpte (l/s)
n1	1152	Ecole Primaire 4000m ²	12	3	36.45
n3	1160	Bloc Administratif 1000m ² Bloc Administratif 1000m ² Mosquée 8000m ²	12.08	3	36.25
n5	480	Ecole 1800m ² ; Ecole Primaire 1800m ²	5.16	3	15.5
n7	560	Maison de Jeunes 1000m ²	6.35	3	19.07
n9	920	Equipement dédié à l'investissement 2400m ² ; Sureté urbaine 1700m ² ; Ecole Primaire 4000m ²	9.58	3	28.75
n21	80	Ecole 2600m ² ;CEM 4185m ²	0;83	3	2.5

IV.3. Calcul du réseau

Marche à suivre :

- Etablir la répartition forfaitaire du débit en respectant les lois de KIRCHHOFF
- Calcul des diamètres provisoires.
- Calcul des pertes de charges

- Calcul des débits correctifs

$$\Delta Q = - \frac{\sum j}{2 \sum (j / Q)}$$

- correction des débits provisoires
- continuer les itérations jusqu'à $\Delta Q \leq 0,001$.

IV.3.1. Calcul du débit nécessaire pour le bâtiment (R+5) :

- Nombre de logements est de 24
- $Q_{\text{pointe}} = (150 \times 24 \times 6 \times 3) / 86400 = \mathbf{0.75 \text{ litres/seconde}} = 0.75 \times 3,6 = 2.70 \text{ m}^3/\text{heure}$

IV.3.2. Calcul du débit nécessaire pour le bâtiment (C+9) :

- Nombre de logements est de 40+ Commerces (02 logements)= 42 logts
- $Q_{\text{pointe}} = (150 \times 40 \times 6 \times 3) / 86400 = \mathbf{1.25 \text{ litres/seconde}} = 1.25 \times 3,6 = 4.50 \text{ m}^3/\text{heure}$

IV.3.3. Calcul de pression de service nécessaire pour le bâtiment (R+5) :

- Bloc R + 5 avec $h = 3\text{m}$ (hauteur étage)
- $H_{\text{total}} = 5 \times 3 = 15.00 \text{ m}$
- Hauteur du dernier robinet par rapport au sol = 2.00 m
- Pression d'allumage d'un chauffe bain = 5.00 MCE
- Pertes de charge dans la colonne = 5.00 MCE
- Pression de service = $15 + 2 + 5 + 5 = 27.00 \text{ MCE}$

IV.3.4. Calcul de pression de service nécessaire pour le bâtiment (C+9) :

- Bloc R + 9 avec $h = 3\text{m}$
- $H_{\text{total}} = 9 \times 3 = 27.00\text{ m}$
- Hauteur du dernier robinet par rapport au sol = 2.00 m
- Pression d'allumage d'un chauffe bain = 5.00 MCE
- Pertes de charge dans la colonne = 7.00 MCE
- Pression de service = $27 + 2 + 5 + 7 = 41.00\text{ MCE}$

IV.4. Calcul du réseau par logiciel EPANET :

IV.4.1. Simulation du réseau principale

Le logiciel EPANET est un logiciel développé pour la simulation du comportement des systèmes de distribution d'eau d'un point de vue hydraulique, et également d'un point de vue qualité de l'eau.

Pour faire le calcul et la simulation des caractéristiques du réseau nous avons utilisé le logiciel « EPANET » pour le calcul des débits, les pressions et les vitesses dans les conduites ainsi que les pressions dans les nœuds.

A- Résultats de simulation au niveau des arcs :

Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau principal sont données par le tableau IV.2.

Tableau IV.2 : Les détails des conduites

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre Int en (mm)	Diamètre Ext en (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/km	P.d.c régulières Unit m
n1-n2	66.69	194.2	250	36.45	1.23	6.19	0.4128111
n7-n8	55.93	155.2	200	19.07	1.01	5.62	0.3143266
n9-n10	20.71	155.2	200	28.75	1.52	11.92	0.2468632
n12-n22	86.73	124.2	160	26.49	2.19	30.43	2.6391939
n13-n12	174.8	124.2	160	26.49	2.19	30.43	5.319164
n16-n15	37.26	155.2	200	26.49	1.40	10.25	0.381915
n17-n4	244.76	194.2	250	-23.99	0.81	2.88	0.7049088
n4-n6	102.2	244.6	315	12.26	0.26	0.28	0.028616
n6-n8	160	244.6	315	27.76	0.59	1.23	0.1968

Tableau IV.2 : Les détails des conduites (suite et fin)

n8-n18	38.67	244.6	315	46.83	1.00	3.19	0.1233573
n50-n51	40.38	85.4	110	-5.32	0.93	9.97	0.4025886
n51-n17	342	85.4	110	-2.82	0.49	3.18	1.08756
n22-n42	215.7	194.2	250	26.49	0.89	3.45	0.744165
n42-n2	49.34	194.2	250	26.49	0.89	3.45	0.170223
n2-n26	181.1	244.6	315	62.94	1.34	5.48	0.992428
n10-n26	146.7	194.2	250	75.58	2.55	23.77	3.487059
n28-n10	39.31	155.2	200	46.83	2.48	29.35	1.1537485
n49-n28	45.94	155.2	200	46.83	2.48	29.35	1.348339
n29-n49	220.1	155.2	200	46.83	2.48	29.35	6.459935
n18-n29	134.84	155.2	200	46.83	2.48	29.35	3.957554
n15-n13	106.51	124.2	160	26.49	2.19	30.43	3.2410993
n16-n50	107.5	85.4	110	-5.32	0.93	9.97	1.071775
n16-n17	376.2	155.2	200	-21.16	1.12	6.81	2.561922
n5-n6	16.81	155.2	200	15.50	0.82	3.86	0.0648866
n3-n4	14.01	194.2	250	36.25	1.22	6.12	0.085741
n51-n21	31.4	85.4	110	2.50	0.44	2.58	0.081012
n26-R	750	310.6	400	138.52	1.83	7.33	5.4975

Dans le cas où :

- Pression $P < 160$ m les conduites en PEHD PN 16
- Pression $160 < P < 200$ m les conduites en PEHD PN 20
- Pression $200 < P < 250$ m les conduites en PEHD PN 25

On fait la simulation du réseau à consommation zéro pour voir la pression maximale là où le réseau est totalement chargé. Les résultats des calculs obtenus confirment la nécessité de modéliser le réseau principal en **PEHD PN 20** afin de voir une pression acceptable.

B- Résultats de simulation au niveau des nœuds :

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud de réseau sont données dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3 : vérification détails des nœuds en cas la consommation zéro %

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Nœud n1	226	32.25	350.30	124.30
Nœud n2	229	0.00	350.63	121.63
Nœud n3	214.8	36.25	334.82	120.02
Nœud n4	210	0.00	334.91	124.91
Nœud n5	222	15.50	334.87	112.87
Nœud n6	222.6	0.00	334.94	112.34
Nœud n7	244	19.07	334.82	90.82
Nœud n8	242.3	0.00	335.13	92.83
Nœud n9	244.3	28.75	347.80	103.50
Nœud n10	245	0.00	348.05	103.05
Nœud n12	196	0.00	347.02	151.02
Nœud n13	192.23	0.00	341.61	149.38
Nœud n15	160	0.00	338.62	178.62
Nœud n16	175	0.00	338.24	163.24
Nœud n17	188	0.00	335.63	147.63
Nœud n18	244	0.00	335.25	91.25
Nœud n21	187.2	2.50	336.66	149.46
Nœud n22	200	0.00	349.70	149.70
Nœud n26	251	0.00	351.52	100.52
Nœud n28	251	0.00	346.91	95.91
Nœud n29	243.7	0.00	339.17	95.47
Nœud n42	203	351.88	350.46	147.46
Nœud n49	254	0.00	345.57	91.57
Nœud n 50	166	0.00	337.15	171.15
Nœud n 51	187.2	0.00	336.74	149.54
Réservoir R	356.21	-134.32	356.71	0.50

D'après les résultats des calculs hydrauliques nous avons constaté que les conditions d'écoulement sont en général favorables, les pressions des nœuds sont élevées dans quelques tronçons à cause de la morphologie du terrain (terrain fortement accidenté), l'altitude du réservoir et très élevée par rapport l'altitude de site de projet et ce dernier va alimenter d'autres réseaux. A cet effet, nous avons utilisé le **PEHD PN 20**, pour que les conduites résistent aux pressions trouvées dans les conduites.

D'autre part les vitesses sont pratiquement toutes acceptables, à l'exception du certain tronçon qui sont élevée par rapport à l'intervalle préconisé.

IV.4.2. Aperçu sur les vannes réductrices de pression

La réduction de pression est nécessaire dans différents types de réseau sous pression, par exemple les réseaux de distribution. Les vannes sont des arcs qui limitent la pression ou le débit en un point précis du réseau. Leurs principaux paramètres d'entrée sont :

- les nœuds d'entrée et de sortie
- le diamètre
- la consigne de fonctionnement
- l'état de la vanne.

Les éléments calculés en sortie de simulation pour une vanne sont le débit et la perte de charge hydraulique.

Les vannes sont des appareils permet de délivrer une pression réduite sur un circuit secondaire à partir d'un circuit primaire haute pression, sans réduire la pression générale.

Les différents types de vannes (réductrices de pression) qu'offre EPANET sont :

- Vanne stabilisatrice aval (en anglais PRV)
- Vanne stabilisatrice amont (en anglais PSV)
- Vanne brise-charge ou réducteur de pression (en anglais PBV)

IV.4.3. Rôle et fonctionnement des vannes de régulation

A- Vanne stabilisatrice aval :

Assure une pression aval constante et réglable quelles que soient les variations de pression à l'amont et la demande de débit. Parfaitement adapté aux réseaux d'eau potable et aux réseaux d'irrigation.

B- Vanne stabilisatrice amont :

Une vanne stabilisatrice amont maintient une pression prédéterminée au nœud en amont. EPANET calcule à chaque instant de la simulation dans quel état la vanne stabilisatrice amont se trouve.

C- Une vanne brise-charge (réducteur de pression) :

Provoque une perte de pression spécifique au passage de la vanne. L'écoulement à travers la vanne peut s'effectuer dans les deux sens. Les vannes brise-charge ne sont pas de véritables dispositifs physiques mais peuvent être utilisés pour modéliser des situations dans lesquelles on sait qu'il se produit une chute de pression. Si les nœuds initial et final d'une vanne brise-charge sont changés, celle-ci se comporte comme une pompe à charge fixe.

IV.4.4 Simulation du réseau principale par la réduction de pression

Avant de commencer la simulation de réseau secondaire, on va installer au niveau de chaque pointe de piquage une vanne stabilisatrice aval pour limite la pression au nœud (pointe de piquage) en aval. Epanet calcule à chaque instant de la simulation dans quel état se trouve la vanne stabilisatrice aval.

A- Résultats de simulation au niveau des arcs :

Les vitesses dans le réseau sont données par le tableau IV.3.

Tableau IV.3 : l'état des arcs du réseau

ID Arc	Longueur en m	Diamètre (Int) en mm	Débit en l/s	Vitesse en m/s
Tuyau p14	66.69	194.2	36.45	1.23
Tuyau p9	55.93	155.2	19.07	1.01
Tuyau p3	20.71	155.2	28.75	1.52
Tuyau p17	86.73	124.2	26.49	2.19
Tuyau p18	174.8	124.2	26.49	2.19
Tuyau p20	37.26	155.2	26.49	1.4

Tableau IV.3 : l'état des arcs du réseau (suite et fin)

Tuyau p12	244.76	194.2	-23.99	0.81
Tuyau P11	102.1	244.6	12.26	0.26
Tuyau P10	160	244.6	27.76	0.59
Tuyau p8	38.67	244.6	46.83	1
Tuyau p22	40.38	85.4	-5.33	0.93
Tuyau p23	342	85.4	-2.83	0.49
Tuyau p16	215.7	194.2	26.55	0.89
Tuyau p15	49.34	194.2	26.55	0.89
Tuyau p13	181.1	244.6	62.94	1.34
Tuyau p2	146.7	194.2	75.58	2.55
Tuyau p4	39.31	155.2	46.83	2.48
Tuyau p5	45.94	155.2	46.83	2.48
Tuyau p6	220.1	155.2	46.83	2.48
Tuyau p7	134.84	155.2	46.83	2.48
Tuyau p19	106.51	124.2	26.49	2.19
Tuyau p21	107.5	85.4	-5.32	0.93
Tuyau p24	376.2	155.2	-21.16	1.12
Tuyau p25	16.81	155.2	15.50	0.82
Tuyau p26	14.01	194.2	36.25	1.22
Tuyau p27	31.4	85.4	2.5	0.44
Tuyau p1	750	310.6	134.32	1.83
Vanne 1	Sans Valeur	85.4	2.50	0.44
Vanne 2	Sans Valeur	155.2	19.07	1.01
Vanne 4	Sans Valeur	194.2	36.25	1.22
Vanne 3	Sans Valeur	155.2	15.50	0.82
Vanne 5	Sans Valeur	155.2	28.75	1.52
Vanne 6	Sans Valeur	194.2	36.45	1.23

Dans notre cas l'état de la vanne est partiellement ouvert (c'est-à-dire, en régulation) pour maintenir une pression aval correspondant à la consigne donnée, quand la pression en amont est plus élevée que la pression de la consigne.

B- Résultats de simulation au niveau des nœuds :

Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud de réseau sont données dans le tableau IV.4.

Tableau IV.4 : Les détails des nœuds avec vanne

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Nœud n1	226	36.45	246.5	20.5
Nœud n2	229	0.00	350.64	121.64
Nœud n3	214.8	36.25	242	27.2
Nœud n4	210	0.00	334.80	124.80
Nœud n5	222	15.50	254.00	32.00
Nœud n6	222.6	0.00	334.83	112.23
Nœud n7	244	19.07	281	37
Nœud n8	242.3	0.00	335.03	92.73
Nœud n9	244.3	28.75	280	35.7
Nœud n10	245	0.00	348.03	103.03
Nœud n12	196	0.00	347.07	151.07
Nœud n13	192.23	0.00	341.72	149.49
Nœud n15	160	0.00	338.47	178.47
Nœud n16	175	0.00	338.08	163.08
Nœud n17	188	0.00	335.51	147.51
Nœud n21	187.2	2.50	221.20	34.00
Nœud n22	200	0.00	349.72	149.72
Nœud n26	251	0.00	351.52	100.52
Nœud n28	251	0.00	346.88	95.88
Nœud n29	243.7	0.00	339.10	95.40
Nœud n30	244	0.00	335.15	91.15
Nœud n42	203	0.00	350.47	147.47
Nœud n49	254	0.00	345.54	91.54
Nœud n50	166	0.00	337.01	171.01

Tableau IV.4 : Les détails des nœuds avec vanne (suite et fin)

Nœud n51	187.2	0.00	336.60	149.40
Nœud n52	187.2	0.00	336.52	149.32
Nœud n53	244	0.00	334.71	90.71
Nœud n54	214.8	0.00	334.71	119.91
Nœud n55	222	0.00	334.76	112.76
Nœud n56	244.3	0.00	347.79	103.49
Nœud n57	226	0.00	350.31	124.31
Réservoir R	356.21	-134.32	356.71	0.50

- Les résultats de simulation en cas primaire et en cas de la réduction de pression sont représentés dans les schémas suivants :

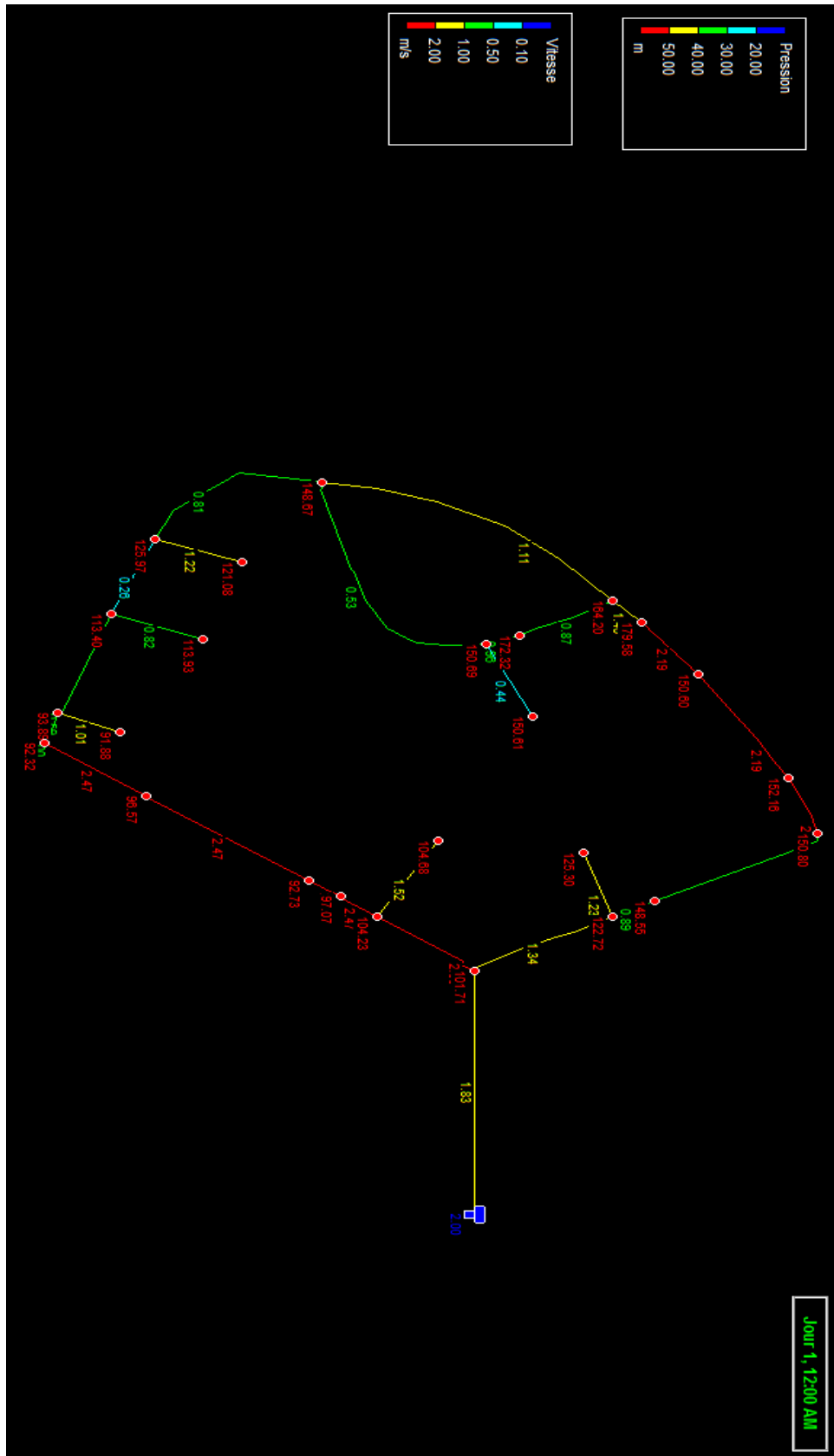


Figure IV.1 : Schéma du réseau principal en cas primaire

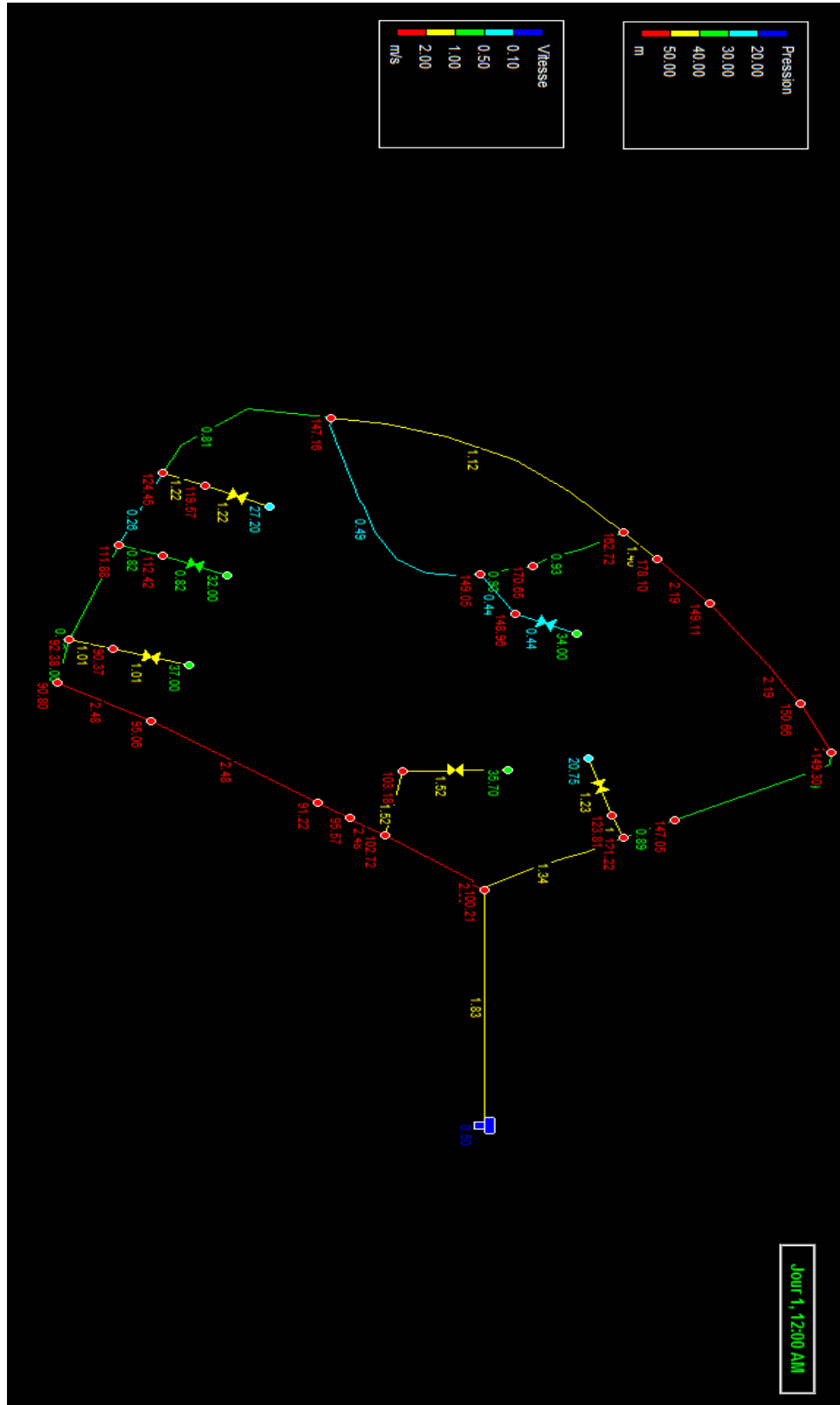


Figure IV.2 : Schéma de réseau principal en cas de la réduction de pression

D'après l'analyse des résultats des calculs hydrauliques, nous remarquons que les conditions d'écoulement sont favorables, les vitesses d'écoulement sont acceptables dans la fourchette hydraulique adoptée dans les réseaux de distribution.

D'autre part, les pressions au niveau de point de piquage ont été réduites avec succès comme prévu lors des calculs des nouvelles pressions avec les vannes stabilisatrices aval.

IV.4.5. Simulation du réseau secondaire

Après l'installation des vannes stabilisatrices aval dans chaque pointe de piquage, nous remarquons que les pressions ont été réduites, pour que les besoins en pression dans les réseaux secondaires soient assurés.

Pour simplifier l'étude du réseau secondaire, nous allons commencer la simulation de chaque sous-réseau indépendamment (par zone) pour le calcul des paramètres hydrauliques. Les résultats de la simulation de ces réseaux sont présentés comme suit :

IV.4.5.1. Réseau piquage N⁰1 (zone E)

Ce réseau est composé de **48** blocs R+5, 2 aires de jeux et une placette, les résultats de la simulation de ce réseau sont présentés dans les tableaux suivants :

- ✓ Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau piquage N⁰1 sont données par le tableau IV.5 : Etat des arcs du réseau dans **l'annexe 2**.
- ✓ Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau IV.6 : Les détails des nœuds dans **l'annexe 3**.
- ✓ Les résultats de simulation pour la zone E sont représentés dans la Figure IV.3 : Schéma du réseau piquage N⁰1 en **annexe 4**.

IV.4.5.2. Réseau piquage N⁰2 (zone B)

Ce réseau est composé de **15** blocs R+9 et **9** blocs C+9, les résultats de la simulation de ce réseau sont présentés dans les tableaux suivants :

- ✓ Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau piquage N⁰2 sont données par le tableau IV.7 : Etat des arcs du réseau dans **l'annexe 5**.

- ✓ Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau IV.8 : Les détails des nœuds dans **l'annexe 6**.
- ✓ Les résultats de simulation pour la zone B sont représentés dans la FigureIV.4 : Schéma du réseau piquage N⁰2 en **annexe 7**.

IV.4.5.3. Réseau piquage N⁰3 (zone D)

Ce réseau est composé de **25** blocs R+9 et **4** blocs C+9, les résultats de la simulation de ce réseau sont présentés dans les tableaux suivants :

- ✓ Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau piquage N⁰3 sont données par le tableau IV.9 : Etat des arcs du réseau dans **l'annexe 8**.
- ✓ Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau IV.10: Les détails des nœuds dans **l'annexe 9**.
- ✓ Les résultats de simulation pour la zone D sont représentés dans la FigureIV.5: Schéma du réseau piquage N⁰3 en **annexe 10**.

IV.4.5.4. Réseau piquage N⁰4 (zone A)

Ce réseau est composé de **14** blocs R+9, les résultats de la simulation de ce réseau sont présentés dans les tableaux suivants :

- ✓ Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau piquage N⁰4 sont données par le tableau IV.11: Etat des arcs du réseau dans **l'annexe 11**.
- ✓ Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau IV.12: Les détails des nœuds dans **l'annexe 12**.
- ✓ Les résultats de simulation pour la zone A sont représentés dans la FigureIV.6: Schéma du réseau piquage N⁰4 en **annexe 13**.

IV.4.5.5. Réseau piquage N° 5 (zone C)

Ce réseau est composé de 12 blocs R+9 une placette plus aire de jeux, les résultats de la simulation de ce réseau sont présentés dans les tableaux suivants :

- ✓ Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau piquage N° 2 sont données par le tableau IV.13:

Tableau IV.13 : Etat des arcs du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre Int en (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/km	P.d.c régulières Unit m
Tuyau 2	37.83	130.8	15.50	1.15	8.84	0.3344172
Tuyau p2	17.4	102.2	6.25	0.76	5.62	0.067788
Tuyau p3	29.52	90	5.00	0.79	6.94	0.2048688
Tuyau p4	29.95	90	3.75	0.59	4.14	0.123993
Tuyau p5	192.6	90	2.50	0.39	2.01	0.387126
Tuyau p6	45.36	90	1.25	0.20	0.59	0.0267624
Tuyau p7	48.6	102.2	9.25	1.13	11.43	0.555498
Tuyau p8	22	102.2	9.25	1.13	11.43	0.25146
Tuyau p9	27.55	90	8.00	1.26	16.27	0.4482385
Tuyau p10	31.85	90	6.75	1.06	11.95	0.3806075
Tuyau p11	33.51	90	5.50	0.86	8.25	0.2764575
Tuyau p12	29.59	90	5.25	0.83	7.58	0.2242922
Tuyau p13	35.38	90	5.00	0.79	6.94	0.2455372
Tuyau p14	29.95	90	3.75	0.59	4.14	0.123993
Tuyau p15	69.66	90	2.50	0.39	2.01	0.1400166
Tuyau p16	46.94	90	1.25	0.20	0.59	0.0276946

- ✓ Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau IV.14:

Tableau IV.14 : Les détails des nœuds

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Bâche n5	254	-15.50	254.00	0.00
Nœud n1	210.55	0.00	253.67	43.12
Nœud n2	210.55	1.25	253.57	43.02
Nœud n3	211.75	1.25	253.36	41.61
Nœud n4	211.75	1.25	253.24	41.49
Nœud n6	197.49	1.25	252.83	55.34
Nœud n7	205	0.00	253.11	48.11
Nœud n8	205	1.25	252.86	47.86
Nœud n9	205	1.25	252.41	47.41
Nœud n10	205	1.25	252.03	47.03
Nœud n11	205	0.25	251.75	46.75
Nœud n12	205	0.25	251.53	46.53
Nœud n13	198	1.25	251.28	53.28
Nœud n14	197	1.25	251.16	54.16
Nœud n15	192.45	1.25	251.02	58.57
Nœud n16	188.33	1.25	250.99	62.66
Nœud n17	199.2	1.25	252.85	53.65

- ✓ Les résultats de simulation pour la zone C sont représentés dans la Figure IV.7: Schéma du réseau piquage N° 5 en **annexe 14**.

IV.4.5.6. Réseau piquage N° 6 (zone F)

Ce réseau est composé de 2 blocs R+9, les résultats de la simulation de ce réseau sont présentés dans les tableaux suivants :

- ✓ Les vitesses et les pertes de charge dans le réseau piquage N° 6 sont données par le tableau IV.15 :

Tableau IV.15 : Etat des arcs du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre Int en (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/km	P.d.c régulières Unit m
Tuyau p1	42.42	102.2	2.5	0.3	1.09	0.0462378
Tuyau p2	29.16	90	1.25	0.2	0.59	0.0172044
Tuyau p3	16.05	102.2	2.5	0.3	1.09	0.0174945
Tuyau p5	21.19	90	2.5	0.39	2.01	0.0425919

- ✓ Les charges et les pressions au niveau de chaque nœud sont données dans le tableau IV.16:

Tableau IV.16 : Les détails des nœuds

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Bâche n21	221.2	-2.5	221.2	0
Noeud n1	187.2	0	221.15	33.95
Noeud n2	179.3	0	221.14	41.84
Noeud n3	179.3	1.25	221.09	41.79
Noeud n4	179.3	1.25	221.08	41.78

- ✓ Les résultats de simulation pour la zone F sont représentés dans la Figure IV.8: Schéma du réseau piquage N^o 6 en **annexe 15**.
- ✓

- Le Réseau est calculé par le logiciel de calcul AEP EPANET, qui a donné les résultats suivants :

➤ **Les diamètres normalisés en PEHD PN16**

Dint(mm)/Dext(mm)	73.6/90	90/110	102.2/125	130.8/160
--------------------------	---------	--------	-----------	-----------

- D'après les résultats de simulation de l'ensemble du réseau secondaire on a vite constaté que :

- Les vitesses sont pratiquement acceptables (dans l'intervalle préconisé) à l'exception de quelques tronçons où cette dernière est légèrement en dessous de l'intervalle.
- Les pressions sont dans les normes et maintien la demande en pression pour chaque bloc, plus que ne devons pas compromettre la pérennité du système.

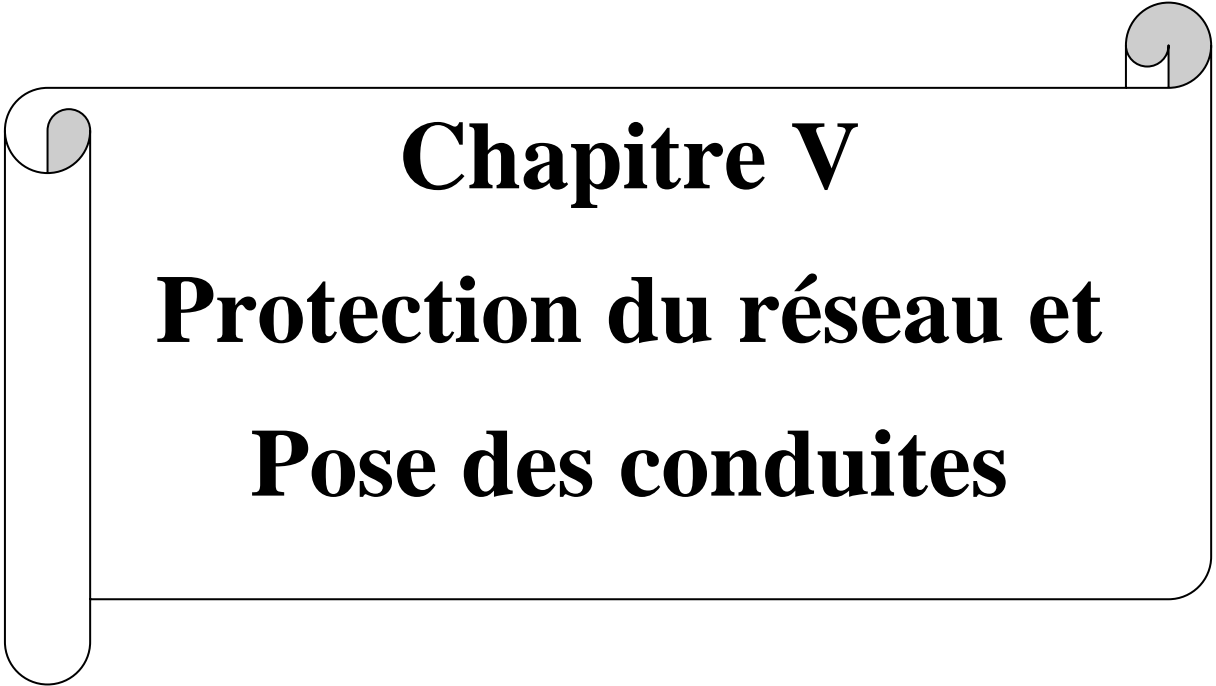
D'après l'analyse des résultats des calculs hydrauliques nous avons constaté que les pressions de service nécessaires pour les bâtiments sont assurées, les vitesses sont acceptable dans les conduites et les débits nécessaires aux bâtiments sont également assurés.

Le branchement vers les bâtiments se fait par des ramifications aux pieds des de ses derniers, (**voir plan AEP**).

Les conduites prévues sont en **PEHD PN16**, matériau qui présente un avantage en matière de qualité et de pose, ont pour objet le transport de l'eau du point de piquage jusqu'aux points d'utilisation.

Conclusion

A travers ce chapitre, nous avons porté le réseau sur le logiciel Epanet pour faire une simulation et ainsi vérifier les pressions et les vitesses. Suite aux résultats obtenus nous avons optimisé notre réseau en termes de dimension pour satisfaire toutes les conditions.

A decorative graphic of a scroll with a black outline and rounded corners. The scroll is unrolled, with the top and bottom edges curving upwards. The text is centered within the scroll.

Chapitre V
Protection du réseau et
Pose des conduites

Introduction

Afin de garder les réseaux en parfait état de fonctionnement, ils doivent être protégés contre la présence de l'air dans les conduites, les surpressions et les dépressions, les pertes de capacités dues à l'accumulation des impuretés dans les conduites.

V.1. Equipements de protection du réseau

V.1.1. Les ventouses

Les ventouses ont pour rôle de dégager l'air présent dans les conduites afin de rétablir le diamètre de la conduite pour l'eau, de bloquer le déplacement des poches d'air vers des lieux où elles pourraient provoquer des coups de bélier importants, d'admettre l'air atmosphérique dans certaines conditions pour éviter l'écrasement des conduites ou l'aspiration de l'eau de la nappe phréatique dans laquelle passe la conduite.

Il existe trois types de ventouses :

- ventouse pour petite quantité d'air ;
- ventouse à grand débit d'air ;
- ventouse universelle qui combine les deux effets précédents.

Les ventouses sont placées au point haut. Au cours de leur fonctionnement, les ventouses provoquent un coup de bélier secondaire à sa fermeture. La limitation de ce coup de bélier secondaire constitue le critère de dimensionnement en première approximation.

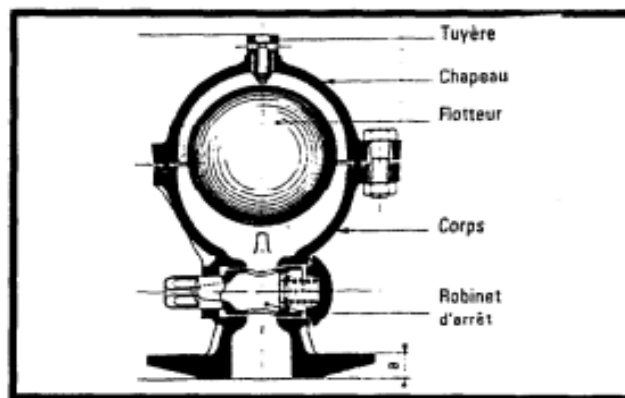


Figure V.1 : Principe de fonctionnement d'une ventouse

Les fabricants de ventouses fournissent des abaques qui peuvent être utilisés pour un choix approprié.

V.1.2. La vidange

Les vidanges sont placées aux points bas du réseau pour assurer la purge des conduites en cas d'entretien du réseau.

Une vidange est constituée :

- d'une vanne ;
- d'une conduite de décharge ;
- d'un regard de vidange à partir duquel l'eau est évacuer dans le système d'assainissement pluvial.

V.1.3. Les joints

Ils ont pour fonction d'assurer l'étanchéité des jointures des tuyaux et faire face aux sollicitations mécaniques et chimiques. Pour cela, ils doivent épouser parfaitement la loge qui leur est destinée.

Les joints constituent la partie la plus fragile de la canalisation à cause de leur souplesse ; tout mouvement du tuyau s'articule sur le joint, ce qui provoque en lui des usures mécaniques. L'action des produits chlorés de l'eau et le dessèchement induisent le vieillissement des joints.

Il existe trois principaux types de joints : mécaniques, à emboîtement et à bride.

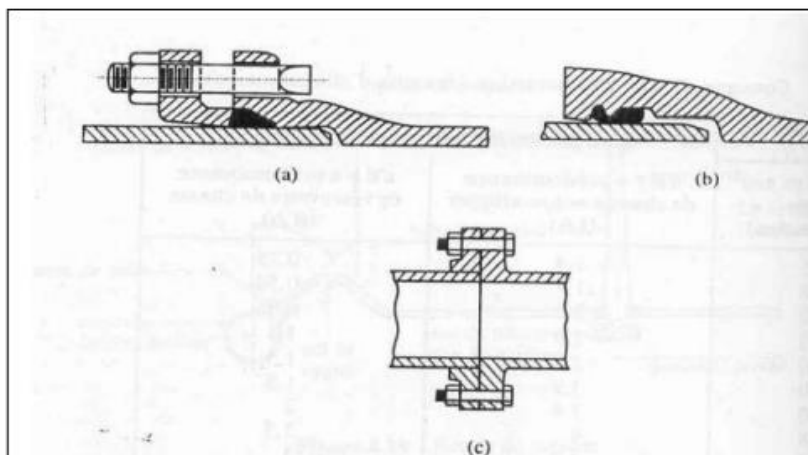


Figure V.2 : Différents types de joints : a) mécanique, b) à emboîtement, c) à bride

V.1.4. Les vannes

Elles permettent de maîtriser les écoulements dans le réseau, donc de mieux gérer celui-ci. Il existe plusieurs types de vannes qui satisfont à des besoins variés :

- **Les vannes d'isolement** : permettent d'isoler certains tronçons qu'on veut inspecter, réparer ou entretenir.
On distingue deux types : les robinets à papillon pour les conduites de gros diamètres et les robinets-vannes pour les conduites de petits diamètres.
- **Les vannes à clapets de non-retour** : permettent de diriger l'écoulement dans un seul sens. elles sont installées sur les conduites de refoulement.
- **Les vannes de réduction de pression** : permettent de réduire la pression à une valeur prédéterminée.

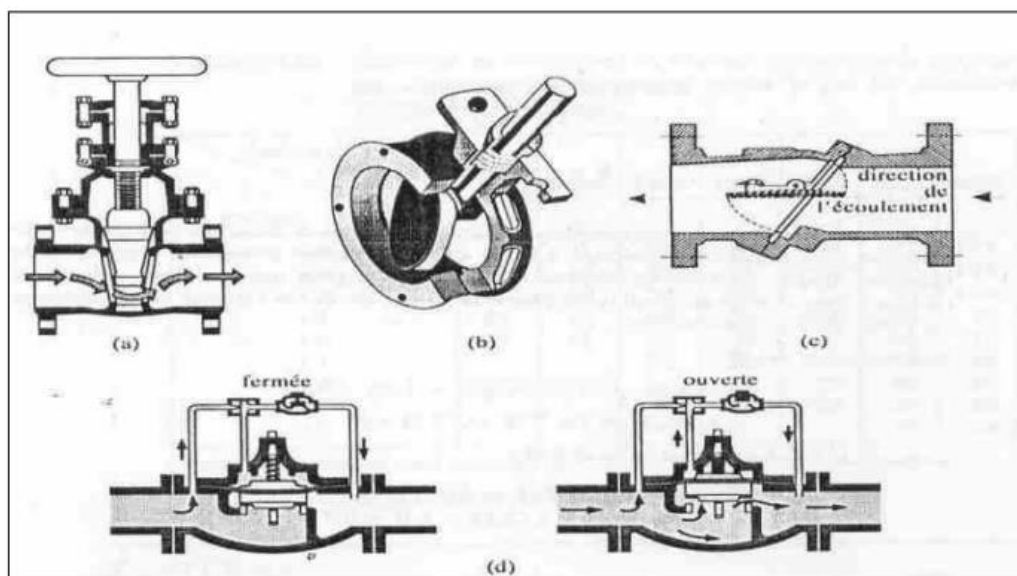
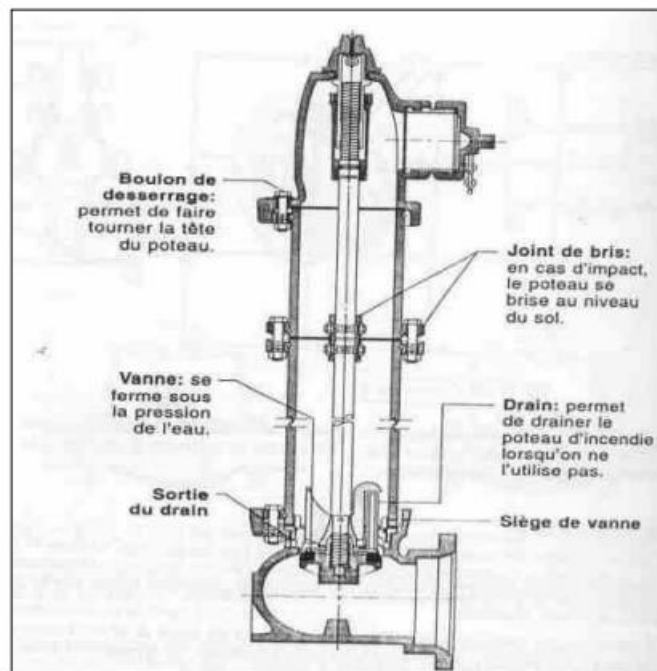


Figure V.3 : Différents type de vannes : a) robinet-vanne b) robinet à papillon c) vanne à clapet de non-retour d) vanne de réduction de pression

V.1.5. Les poteaux d'incendie

Ils permettent de fournir aux pompiers l'eau dont ils ont besoin pour combattre les incendies. Ils sont reliés aux conduites du réseau par des conduites de raccordement dotées d'une vanne d'isolement. Un poteau d'incendie doit comporter au moins deux prises latérales de 65 mm de diamètre et une conduite de 100 mm de diamètre si le débit excède 5000 l/mn ou la pression si est faible.

La superficie desservie par un poteau d'incendie dépend du débit nécessaire pour combattre les incendies ; plus le débit est élevé, plus les poteaux sont nombreux et rapprochés.



FigureV.4 : Poteau d'incendie

V.2. La lutte contre la surpression et la dépression

Les appareils de lutte contre la surpression ou la dépression excessive dans les conduites sont de deux types :

- Les soupapes de décharge de type mécanique, qui s'ouvrent sous l'effet de la pression sur un ressort .elles sont capables uniquement d'évacuer instantanément un débit important d'eau afin d'abaisser la pression dans une conduite.

- Les réservoirs anti-bélier utilisent l'air comprimé pour protéger les conduites contre les surpressions et les dépressions. ce sont des accumulateurs hydropneumatiques qui utilisent la compressibilité relative de l'air par rapport à l'eau pour amortir les coups de bélier des régimes transitoires.

V.3. Les appareils de lutte contre l'incendie

Les appareils de lutte contre les incendies sont des points de livraison de proximité qui permettent au service des incendies d'une ville de disposer d'un débit suffisant pour étouffer un incendie dans une agglomération donnée.

Leur débit, leur disposition et leur nombre dépendent de la surface des installations à protéger, de leur accessibilité.

Les groupements des sapeurs-pompiers qui utilisent ce type de points de livraison donnent les indications utiles à leur dimensionnement.

Il existe deux types d'appareils :

- les poteaux d'incendie qui sont des prises apparentes disposées dans le domaine public ;
- les bouches d'incendie qui sont intégrés de façon discrète dans l'environnement urbain.

Les normes imposent un débit minimal variant entre 30 et 60 m³/h à une pression de 1 bar.

V.4. Problème de gestion des réseaux d'A.E.P en Algérie

Les problèmes de gestion des réseaux algériens sont très divers :

- Méconnaissance des besoins en eau des populations.
- Entretien quasi-nul des canalisations et de leurs accessoires.
- Coupures d'eau fréquentes.
- Fuites non répertoriées.
- Interventions trop lentes sur les fuites.
- Personnel insuffisant et non qualifié.
- Inexistence de pompes de secours au niveau des stations de pompage.

V.5. Problèmes fréquents du réseau

Après avoir notre étude topographique, nous avons trouvé que l'aire d'étude et ses alentours reposent sur un relief montagneux très accidenté à la partie haute jusqu'à où il devient plat à la partie basse de la ville, avec les pentes se varie de 3% à 7% environ du sud vers le nord, ce qui cause les problèmes suivant :

- ✓ Formation des poches d'air dues à l'augmentation de la température T° et la diminution de la pression P_r ;
- ✓ Détérioration des coudes dus aux grandes vitesses d'écoulement.

Les solutions :

- ✓ Prévoir des robinets vannes à ouverture et fermeture progressive (à vis) ;
- ✓ prévoir en face des coudes, des butées pour absorber les effets de vitesse.

V.6. Pose des canalisations et accessoires

Les canalisations sont généralement posées en tranchée, à l'exception de certains cas où elles sont posées sur le sol à condition qu'elles soient protégées. Dans ce chapitre nous allons exposer les différents types de pose selon le lieu et les obstacles qui peuvent se présenter et aussi les méthodes de protection des conduites [7].

V.6.1. Principe de pose des canalisations

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

- ✓ Pose en terre ;
- ✓ Pose en mauvais terrains ;
- ✓ Pose en galerie ;
- ✓ Pose en pentes ;
- ✓ Pose des conduites en traversées des routes et voies ferrées ;
- ✓ Pose à proximité d'une conduite d'assainissement ;
- ✓ Passage de ponts ;
- ✓ Traversée de rivière.

A. Pose en terre

Pour la disposition des tuyaux dans les meilleures conditions, la pose en terre s'effectue dans une tranchée de largeur suffisante avec établissement des niches pour faciliter le travail lors de jointure.

Cette opération s'effectue par tronçons successifs, en posant des tuyaux en files bien alignés et bien nivelés, tout en commençant par les points hauts. L'enfouissement des Canalisations a pour but de les protéger contre les dégradations extérieures, de conserver la fraîcheur de l'eau et de la mettre à l'abri du gel.

B. Pose en mauvais terrains

Si la conduite devra être posée en mauvais terrains (terrains marécageux), il pourra être nécessaire pour éviter les affaissements (tassement) qui rompraient la conduite où désassembleraient les joints ; de couler au fond de la tranchée une dalle en béton armé.

C. Pose en galerie

La pose des conduites en galerie présente double avantages de faciliter leur surveillance et d'éviter les tassements de terrain en cas de fuite, ainsi l'ouverture de chaussée à l'occasion des réparations ou de remplacement. Cette pose est courante dans les villes ou agglomérations disposant déjà des galeries spéciales souterraines (égouts, caniveaux ou galeries spéciales visitables).

Les conduites sont posées sur les consoles en fonte d'aluminium scellées dans les pieds droits pour les petits diamètres, et sur les tasseaux pour les grands diamètres dans les galeries sèches spéciales.

D. Pose en pente

Au-delà d'une certaine pente (25%), les frottements entre canalisations et les terres sont insuffisants pour maintenir la conduite, il convient alors d'équilibrer la composante axiale de gravité par l'utilisation de butées d'encrage ou de joints verrouillés, les deux techniques pouvant être associées.

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

E. Traversée de rivière

En fonction de la traversée et de l'importance de l'adduction, la pose de conduites à travers un oued demande certains travaux confortatifs. Deux cas peuvent se présenter :

- **Premier cas** : l'existence d'une route servira également à supporter la conduite d'adduction.

- **Deuxième cas** : si le pont route n'existe pas, la canalisation pourra suivre le lit de la rivière, elle sera posée sur des ouvrages spéciaux.

F. Pose à proximité d'une conduite d'assainissement

Le cas concerne essentiellement, les conduites de distribution qui dans la plupart des cas seront posées dans la même tranchée que les conduites d'assainissement, dans ce cas les tuyaux d'eau potable devront être posés au-dessus d'un mètre minimum des tuyaux d'eau usée.

G. Passage de ponts

Franchir un pont avec une canalisation constituée d'éléments emboîtés consiste à résoudre :

- Le supportage ;
- L'absorption des dilatations thermiques du pont et celle de la canalisation;
- L'encrage des éléments soumis aux poussées hydrauliques ;
- La protection contre le gel si nécessaire.

Il existe deux grands principes de poses que l'on choisit en fonction du type d'ouvrage :

- Canalisation fixée sur l'ouvrage ;
- Canalisation indépendante de l'ouvrage

V.6.2. Différentes étapes de mise en place des canalisations

V.6.2.1. Réalisation des fouilles

A. Largeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit être au minimum 0.60 m et cela, pour faciliter les travaux. Elle sera calculée en fonction du diamètre de la conduite, en laissant 0.30 m d'espace de chaque côté de celle-ci.

B. La profondeur de la tranchée

Elle est déterminée de façon qu'une distance suffisante soit ménagée au-dessus de la génératrice supérieure du tuyau pour assurer la protection de la conduite contre les dégâts qui pourraient être causés par le gel, et ceux d'écrasement sous l'effet de charge et de surcharge. Cette distance varie de 0.8 à 1.20 m.

C. Lit de pose

Recouvert d'un lit de pose de 0.2 m à 1.15 m d'épaisseur nivelée suivant les côtes du profil en long. Constitué selon la nature du sol par :

- Gravier, dans un terrain ordinaire ;
- Pierres cassées à l'anneau de 5 cm pour former des drains, dans les terrains imperméables ou rocheux ;
- Par un lit béton maigre dans les parties rocheuses très en pente.

D. Fond de fouille

Sauf cas particulier, le fond de fouille est réglé avec une longitudinale au moins 4%, ce qui permet une montée de l'air en chaque point haut.

En terrains peu accidentés, cette valeur minimale une succession de montées et descentes est réalisée, chaque point haut étant muni d'un dispositif d'évacuation d'air (ventouse) et chaque point bas d'un dispositif de décharge (vidange).

V.6.2.2. Préparation de la canalisation

Avant la descente en fouille, les tuyaux sont examinés en vue d'éliminer ceux qui auraient subis des chocs pour faciliter le nivellement. La soudure des joints se fera au-dessus de la fouille, où les tuyaux sont maintenus par des bois disposés en travers de la tranchée.

V.6.2.3. Epreuve des joints et des canalisations principales

Ces épreuves sont des mises en pression destinées à contrôler l'étanchéité des conduites au fur et à mesure de l'avancement des travaux. Après mise en pression préalable de 5 minutes, faite à la pression d'épreuve, il est procédé à l'ouverture de la (des) purge (s), disposée (s) à l'autre extrémité du tronçon d'essai par rapport au manomètre, afin de vérifier qu'il n'existe aucun obstacle (robinet, vanne fermée) à la montée en pression sur la totalité du tronçon éprouvé. La pression est rétablie par la suite à la pression d'épreuve, pendant le temps prescrit, toutes les précautions étant prises pour minimiser les coups de bélier dans la conduite.

Le tronçon est maintenu en pression pendant 30 minutes au cours desquelles la diminution de pression ne doit pas être supérieure à 20 kPa.

V.6.2.4. Essai général du réseau

Avant la réception provisoire des travaux, il est procédé à une mise en pression générale du réseau par l'intermédiaire du réservoir, les robinets et vannes de branchement et de raccordement étant fermés. Cette mise en pression dure 48 heures, alors la perte par rapport à la capacité du réseau est constatée, elle ne doit pas dépasser 2%.

V.6.2.5. Remblaiement de la tranchée

Le remblayage des tranchées comporte en général deux phases principales :

- L'enrobage ;
- Le remblai supérieur.

V.6.3. 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 ;
- Soutirer les débits.

Ces différents organes et accessoires sont :

- ✓ Vannes de sectionnement ;
- ✓ Ventouses ;
- ✓ Conduite by-pass ;
- ✓ Poteaux ou bouches d'incendie ;
- ✓ Crépines ;
- ✓ Vidange.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit d'une manière générale les différents problèmes pouvant survenir dans un tel réseau, ainsi que les problèmes de notre réseau.

La pose des conduites est une opération qui doit se faire d'une manière à assurer l'étanchéité des joints ainsi que l'équilibre des tuyaux, une mauvaise pose va se répercuter sur le rendement du réseau et sur les frais d'entretien qui vont augmenter. Par contre une pose convenable permet une stabilité très importante et une durée d'exploitation allongée.



Conclusion général

Conclusion générale

Notre étude a englobée tous les points qui touchent le plan spécifique à la réalisation d'un projet d'alimentation en eau potable. Le but de notre étude consiste à satisfaire les besoins en eau potable du programme 4440 logements qu'est en cours de réalisation. Pour cela, on a essayé d'englober tous les points qui touchent les objectifs apportés à la réalisation du projet d'AEP de la zone d'étude.

Après avoir estimé les différents besoins en eau, nous avons constaté que ces besoins estimés à long terme, qui sont de **3996 m³/j** soit **46.25 l/s** ; sont bien satisfaits par rapport au débit journalier fournit par les ressources existantes (12 forages) dans la zone d'étude, qui est de **15618.19 m³/j**, soit de **180 l/s**.

La nature du relief exige l'implantation d'un réservoir de **5000 m³** au point le plus haut pour assurer la pression nécessaire, et l'alimentation gravitaire afin d'éviter l'installation de plusieurs stations de pompes.

Le système d'alimentation en AEP est un réseau mixte (maillé et ramifié), dimensionné de façon à assurer des pressions aux nœuds et des vitesses dans les conduites acceptables, qui rentre dans les fourchettes recommandées à savoir des vitesses variant de 0.3 à 2.5 m/s et des pressions allant de 1 bars jusqu'à la pression de service estimée à 7 bars.

Pour ce qui concerne le réseau de distribution, nous avons procédé à la distribution en eau potable vers l'ensemble de **26640** habitants, en calculant les débits aux nœuds et de tronçon ainsi que les différentes pressions adéquates et les pertes de charge en utilisant le logiciel EPANET.

Afin de protéger les conduites de la partie gravitaire contre les pressions importantes dues aux différences d'altitudes, nous avons installé au niveau de chaque point de piquage une vanne stabilisatrice aval pour réduire et assurer les besoins en pression dans chaque secteur du réseau secondaire, afin d'assurer un bon fonctionnement de notre réseau d'AEP.

Nous avons réservé une partie de notre étude pour la protection des conduites contre les problèmes fréquents, et expliquer les différentes étapes de la pose des canalisations à cause de sa grande importance pour une réussite totale du projet.

Références bibliographique

[1] : fr.wikipedia.org/wiki/Meftah – Wikipédia.

[2] : Direction des ressources en eau de la wilaya de Blida (**DRE**).

[3] : Données sur le projet, **BETH** Taher M Birkhadem, Alger.

[4] : **Robert, J.L.** : « Hydraulique Urbaine ». Edition 2004.

[5] : **DJOUDER, L ., et TAGUEMOUT, L.** : « Réaménagement et extension du système d'alimentation en eau potable de la commune de tizi Rached , Wilaya de Tizi Ouzou ». Mémoire de fin d'étude Université de Bejaia, juillet 2017.

[6] : **Dupont, A.** : « Hydraulique Urbaine », Tome II : Ouvrage de transport-Elévation et distribution des eaux, Edition Eyrolles, 484 pages, 1979.

[7] : **GOUDJIL, S., SADELLI, H.,** « Alimentation en eau potable de M'Nair II, Heddada , Dhamnet El Fhel, Ain Belkacem et Koudiet El Assa (W. Souk Ahras) ». Mémoire de fin d'étude Université de Bejaia, juin 2017.

[8] : **Bonnin, J.** : « Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance ». Edition Eyrolles, 1977.

Annexe 1

Tableau III.1: la fraction horaire du débit maximum journalier.

Heure(h)	Nombre d'habitants				
	Moins de 10000	10001 à 50000	50001 à 100000	Plus de 100000	Agglomération de type rural
0-1	01	1.5	03	3.35	0.75
1-2	01	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	01	1.5	2.5	3.3	01
3-4	01	1.5	2.6	3.2	01
4-5	02	2.5	3.5	3.25	03
5-6	03	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	05	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	06
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01

Annexe 2

Tableau IV.5 : Etat des arcs du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre Int en (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/km	P.d.c régulières Unit m
Tuyau p1	9.31	163.6	36.45	1.73	17.82	0.1659042
Tuyau p2	20.63	163.6	36.45	1.73	17.82	0.3676266
Tuyau p3	29.48	163.6	35.70	1.70	17.12	0.5046976
Tuyau p4	17.63	163.6	34.95	1.66	16.43	0.2896609
Tuyau p5	35.09	163.6	34.95	1.66	16.43	0.5765287
Tuyau p6	47.75	130.8	25.10	1.87	27.14	1.295935
Tuyau p7	38.85	102.2	16.40	2.00	42.06	1.634031
Tuyau p8	40.27	102.2	9.37	1.14	14.31	0.5762637
Tuyau p9	16.86	90	9.85	1.55	30.06	0.5068116
Tuyau p11	27.66	90	9.10	1.43	25.81	0.7139046
Tuyau p12	42.31	90	8.35	1.31	21.87	0.9253197
Tuyau p13	27.27	90	7.60	1.19	18.26	0.4979502
Tuyau p14	56	90	-6.85	1.08	14.97	0.83832
Tuyau p15	27.31	90	6.10	0.96	12.00	0.32772
Tuyau p16	16.92	90	5.35	0.84	9.36	0.1583712
Tuyau p17	25.06	90	4.60	0.72	7.03	0.1761718
Tuyau p18	27.51	90	-3.85	0.60	5.03	0.1383753
Tuyau p19	49.13	90	3.85	0.60	5.03	0.2471239
Tuyau p20	13.61	90	1.20	0.19	0.59	0.0080299
Tuyau p21	27.72	90	1.95	0.31	1.43	0.0396396
Tuyau p22	34.92	90	2.70	0.42	2.60	0.090792
Tuyau p23	27.21	90	3.45	0.54	4.10	0.111561
Tuyau p24	53.93	90	4.20	0.66	5.93	0.3198049
Tuyau p25	27.24	90	4.95	0.78	8.08	0.2200992
Tuyau p26	53.9	90	5.70	0.90	10.56	0.569184
Tuyau p27	27.32	90	6.45	1.01	13.36	0.3649952
Tuyau p28	34.84	90	7.20	1.13	16.48	0.5741632
Tuyau p29	27.59	90	7.95	1.25	19.92	0.5495928
Tuyau p30	16.34	90	8.70	1.37	23.68	0.386312
Tuyau p31	16.01	90	7.03	1.11	15.74	0.2519974
Tuyau p32	27.43	90	6.28	0.99	12.70	0.348361
Tuyau p33	34.97	90	5.53	0.87	9.97	0.3486509
Tuyau p34	27.3	90	4.78	0.75	7.57	0.206661

Tuyau p35	75.7	90	4.03	0.63	5.49	0.415593
Tuyau p36	27.65	90	3.28	0.52	3.73	0.1031345
Tuyau p37	75.16	90	2.53	0.40	2.31	0.1736196
Tuyau p38	27.59	90	1.78	0.28	1.21	0.0333839
Tuyau p39	35.09	90	1.03	0.16	0.45	0.0157905
Tuyau p40	27.51	90	0.28	0.04	0.05	0.0012755
Tuyau p41	13.71	90	-0.47	0.07	0.11	0.001508
Tuyau p42	47.26	90	4.58	0.72	6.97	0.3294022
Tuyau p43	21.24	90	-1.63	0.26	1.04	0.0220896
Tuyau p44	27.29	90	-0.88	0.14	0.34	0.0092786
Tuyau p45	27.29	90	-0.13	0.02	0.01	0.00027
Tuyau p46	34.85	90	0.02	0.00	0.00	0.00
Tuyau p47	27.6	90	0.17	0.03	0.01	0.000272
Tuyau p48	50.88	90	0.32	0.05	0.06	0.0030528
Tuyau p49	27.31	90	1.07	0.17	0.48	0.0131088
Tuyau p50	27.31	90	1.82	0.29	1.25	0.0341375
Tuyau p51	19.57	90	2.57	0.40	2.37	0.0463809
Tuyau p52	45.64	102.2	5.62	0.69	5.43	0.0247852
Tuyau p53	26.73	102.2	6.37	0.78	6.87	0.1836351
Tuyau p54	27.3	102.2	7.12	0.87	8.48	0.231504
Tuyau p55	35.28	102.2	7.87	0.96	10.26	0.3619728
Tuyau p56	27.64	102.2	8.62	1.05	12.21	0.3374844
Tuyau p57	15.52	102.2	9.37	1.14	14.31	0.2220912
Tuyau p58	37.41	90	3.06	0.48	3.27	0.1223307
Tuyau p59	22.31	90	3.06	0.48	3.27	0.0729537
Tuyau p60	26.99	90	2.31	0.36	1.95	0.0526305
Tuyau p61	27.64	90	1.56	0.24	0.95	0.026258
Tuyau p62	73.02	90	0.81	0.13	0.29	0.0211758
Tuyau p63	27.38	90	0.06	0.01	0.00	0.00
Tuyau p64	34.79	90	-0.69	0.11	0.22	0.0076538
Tuyau p65	27.64	90	-1.44	0.23	0.83	0.00083
Tuyau p66	27.17	90	-2.19	0.34	1.77	0.0480909
Tuyau p67	14.98	90	-2.94	0.46	3.05	0.045689
Tuyau p68	34.71	90	2.94	0.46	3.05	0.1058655
Tuyau p69	35.28	90	5.05	0.79	8.39	0.2959992

Annexe 3

Tableau IV.6 : Les détails des nœuds

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Bâche n1	246.5	-36.45	246.50	0.00
Nœud n2	214.08	0.00	246.33	32.25
Nœud n3	214.08	0.75	245.97	31.89
Nœud n4	212.61	0.75	245.46	32.85
Nœud n5	212.61	0.00	245.17	32.56
Nœud n6	208.88	0.00	244.60	35.72
Nœud n7	204.70	0.00	243.30	38.60
Nœud n8	201.20	0.00	241.67	40.47
Nœud n9	195.20	0.00	241.09	45.89
Nœud n10	208.88	0.75	244.09	35.21
Nœud n11	210.54	0.75	243.38	32.84
Nœud n12	209.80	0.75	242.45	32.65
Nœud n13	212.55	0.75	241.95	29.40
Nœud n14	213.70	0.75	241.11	27.41
Nœud n15	213.70	0.75	240.79	27.09
Nœud n16	209.05	0.75	240.63	31.58
Nœud n17	209.05	0.75	240.45	31.40
Nœud n18	209.05	0.00	240.31	31.26
Nœud n19	201.20	0.00	240.06	38.86
Nœud n20	201.20	0.75	240.07	38.87
Nœud n21	204.25	0.75	240.11	35.86
Nœud n22	206.38	0.75	240.20	33.82
Nœud n23	207.97	0.75	240.31	32.34
Nœud n24	205.08	0.75	240.63	35.55
Nœud n25	204.06	0.75	240.86	36.80
Nœud n26	204.70	0.75	241.42	36.72
Nœud n27	204.70	0.75	241.79	37.09
Nœud n28	204.70	0.75	242.36	37.66
Nœud n29	204.70	0.75	242.91	38.21
Nœud n30	201.20	0.75	241.41	40.21
Nœud n31	201.20	0.75	241.07	39.87
Nœud n32	199.76	0.75	240.72	40.96
Nœud n33	197.58	0.75	240.51	42.93
Nœud n34	196.81	0.75	240.09	43.28

Nœud n35	198.32	0.75	239.99	41.67
Nœud n36	202.89	0.75	239.82	36.93
Nœud n37	200.88	0.75	239.78	38.90
Nœud n38	196.92	0.75	239.77	42.85
Nœud n39	195.85	0.75	239.77	43.92
Nœud n40	195.85	0.00	239.77	43.92
Nœud n41	188.84	0.00	239.44	50.60
Nœud n42	188.84	0.75	239.42	50.58
Nœud n43	190.97	0.75	239.41	48.44
Nœud n44	191	0.15	239.41	48.41
Nœud n45	191	0.15	239.41	48.41
Nœud n46	191	0.15	239.41	48.41
Nœud n47	191.06	0.75	239.41	48.35
Nœud n48	188	0.75	239.42	51.42
Nœud n49	185.20	0.75	239.46	54.26
Nœud n50	185.20	0.00	239.50	54.30
Nœud n51	188.20	0.75	239.75	51.55
Nœud n52	191.26	0.75	239.94	48.68
Nœud n53	194.32	0.75	240.17	45.85
Nœud n54	195.20	0.75	240.53	45.33
Nœud n55	195.20	0.75	240.87	45.67
Nœud n56	179.20	0.00	239.38	60.18
Nœud n57	179.20	0.75	239.31	60.11
Nœud n58	181.75	0.75	239.26	57.51
Nœud n59	181.75	0.75	239.23	57.48
Nœud n60	188.03	0.75	239.21	51.18
Nœud n61	186.91	0.75	239.21	52.30
Nœud n62	184.58	0.75	239.22	54.64
Nœud n63	182.47	0.75	239.24	56.77
Nœud n64	181.22	0.75	239.29	58.07
Nœud n65	181.22	0.00	239.33	58.11

Annexe 4

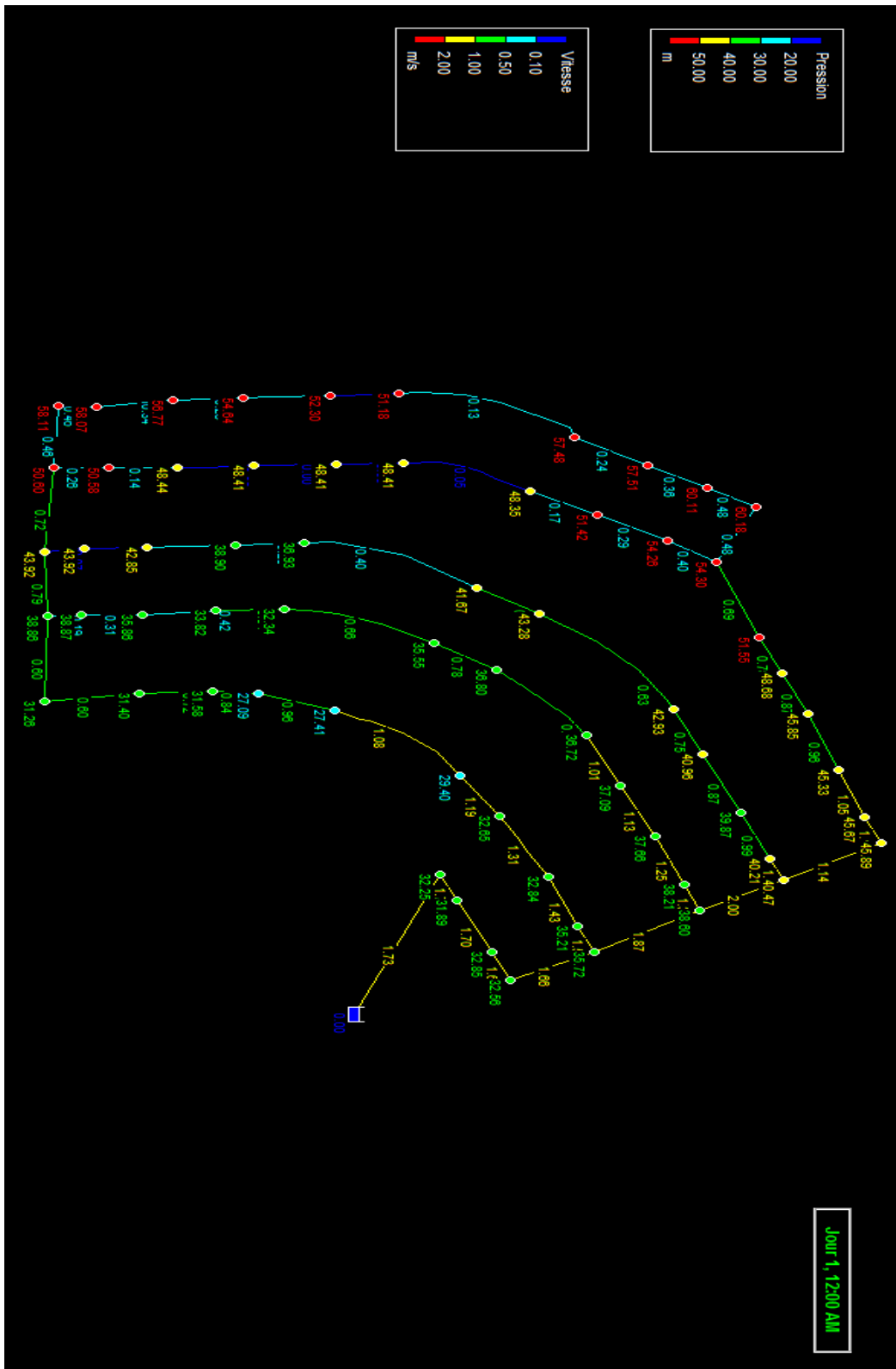


Figure IV.3 : Schéma du réseau piquage N° 1(zone E)

Annexe 5

Tableau IV.7 : Etat des arcs du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre Int en (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/km	P.d.c régulières Unit m
Tuyau p1	3.21	163.6	28.75	1.37	11.28	0.0362088
Tuyau p2	17.67	90	6.29	0.99	12.72	0.22476624
Tuyau p3	28.9	90	5.04	0.79	8.35	0.241315
Tuyau p4	35.79	90	3.79	0.60	4.88	0.176552
Tuyau p5	29.48	90	2.54	0.40	2.32	0.0683936
Tuyau p6	22.7	90	1.29	0.20	0.67	0.015209
Tuyau p7	24.82	102.2	13.59	1.66	29.22	0.7252404
Tuyau p8	50.12	130.8	13.75	1.02	8.53	0.4275236
Tuyau p9	242.46	102.2	6.18	0.75	6.48	1.5711408
Tuyau p10	28.42	102.2	8.88	1.08	12.91	0.3669022
Tuyau p11	17.22	90	4.91	0.77	7.98	0.1374156
Tuyau p12	29.72	90	3.66	0.58	4.59	0.1364148
Tuyau p13	35.42	90	2.41	0.38	2.12	0.0750904
Tuyau p14	29.9	90	1.16	0.18	0.56	0.016744
Tuyau p15	22.32	90	0.09	0.01	0.01	0.0002232
Tuyau p16	67.36	102.2	3.96	0.48	2.82	0.1899552
Tuyau p17	17.2	90	3.96	0.62	5.32	0.091504
Tuyau p18	29.66	90	2.71	0.43	2.62	0.0777092
Tuyau p19	35.35	90	1.46	0.23	0.85	0.0300475
Tuyau p20	30.04	90	0.21	0.03	0.02	0.0006008
Tuyau p21	22.39	90	1.04	0.16	0.46	0.0102994
Tuyau P22	50.37	102.2	7.57	0.92	9.53	0.4800261
Tuyau p23	28.59	73.6	2.50	0.59	6.14	0.1755426
Tuyau p24	44.79	73.6	1.25	0.29	1.71	0.0765909
Tuyau p25	22.52	102.2	6.18	0.75	6.48	0.1459296
Tuyau p26	16.85	73.6	3.75	0.88	13.18	0.222083
Tuyau p27	30.2	73.6	2.50	0.59	6.14	0.185428
Tuyau p28	29.33	73.6	1.25	0.29	1.71	0.0501543
Tuyau p29	24.51	102.2	5.07	0.62	4.47	0.1095597
Tuyau p30	14.67	90	5.07	0.80	8.47	0.1242549
Tuyau p31	49.95	90	5.07	0.80	8.47	0.4230765
Tuyau p32	15.49	90	5.07	0.80	8.47	0.1312003
Tuyau p33	45.79	90	3.82	0.60	4.97	0.3878413

Tuyau p34	93.06	90	2.57	0.40	2.38	0.2214828
Tuyau p35	45.73	90	1.32	0.21	0.71	0.0324683
Tuyau p36	17.4	90	0.07	0.01	0.01	0.000174
Tuyau p37	74.13	90	-0.07	0.01	0.00	0.00
Tuyau p38	26.19	73.6	2.50	0.59	6.14	0.1608066
Tuyau p39	43.61	73.6	1.25	0.29	1.71	0.0745731
Tuyau p40	28.46	102.2	2.43	0.30	1.14	0.0324444
Tuyau p41	24.82	102.2	-0.16	0.02	0.01	0.0002482
Tuyau p42	134.6	102.2	-0.16	0.02	0.01	0.001346
Tuyau p43	28.42	102.2	1.12	0.14	0.28	0.0079576
Tuyau p44	58.17	102.2	1.04	0.13	0.25	0.0145425

Annexe 6

Tableau IV.8 : Les détails des nœuds

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Bâche n9	280	-28.75	280.00	0.00
Nœud 1	244.3	0.00	279.96	35.66
Nœud n1	236	1.25	279.74	43.74
Nœud n2	236	1.25	279.50	43.50
Nœud n3	237.5	1.25	279.32	41.82
Nœud n4	237.5	1.25	279.25	41.75
Nœud n5	237.5	0.00	279.24	41.74
Nœud n6	245	0.00	279.24	34.24
Nœud n7	225.43	0.00	279.60	54.17
Nœud n8	245	0.00	279.24	34.24
Nœud n10	251	0.00	278.81	27.81
Nœud n11	245	0.00	277.24	32.24
Nœud n12	225.43	1.25	279.46	54.03
Nœud n13	228.4	1.25	279.32	50.92
Nœud n14	228.4	1.25	279.25	50.85
Nœud n15	228.4	1.25	279.23	50.83
Nœud n16	228.4	0.00	279.23	50.83
Nœud n17	217.85	0.00	279.41	61.56
Nœud n18	217.85	1.25	279.32	61.47
Nœud n19	220.14	1.25	279.24	59.10
Nœud n20	222.13	1.25	279.21	57.08
Nœud n21	222.13	1.25	279.21	57.08
Nœud n22	222.13	0.00	279.22	57.09
Nœud n23	224	0.00	278.33	54.33
Nœud n24	224	1.25	278.16	54.16
Nœud n25	224	1.25	278.08	54.08
Nœud n26	243.7	0.00	277.09	33.39
Nœud n27	230.49	1.25	276.87	46.38
Nœud n28	230.49	1.25	276.69	46.20

Nœud n29	230.49	1.25	276.64	46.15
Nœud n30	224	0.00	278.22	54.22
Nœud n31	224	0.00	278.10	54.10
Nœud n32	215.66	0.00	277.67	62.01
Nœud n33	215.66	1.25	277.54	61.88
Nœud n34	215.66	1.25	277.32	61.66
Nœud n35	217	1.25	277.09	60.09
Nœud n36	216.23	1.25	277.06	60.83
Nœud n37	216.23	0.00	277.06	60.83
Nœud n38	224	0.00	277.06	53.06
Nœud n39	224	1.25	276.90	52.90
Nœud n40	224	1.25	276.83	52.83

Annexe 7

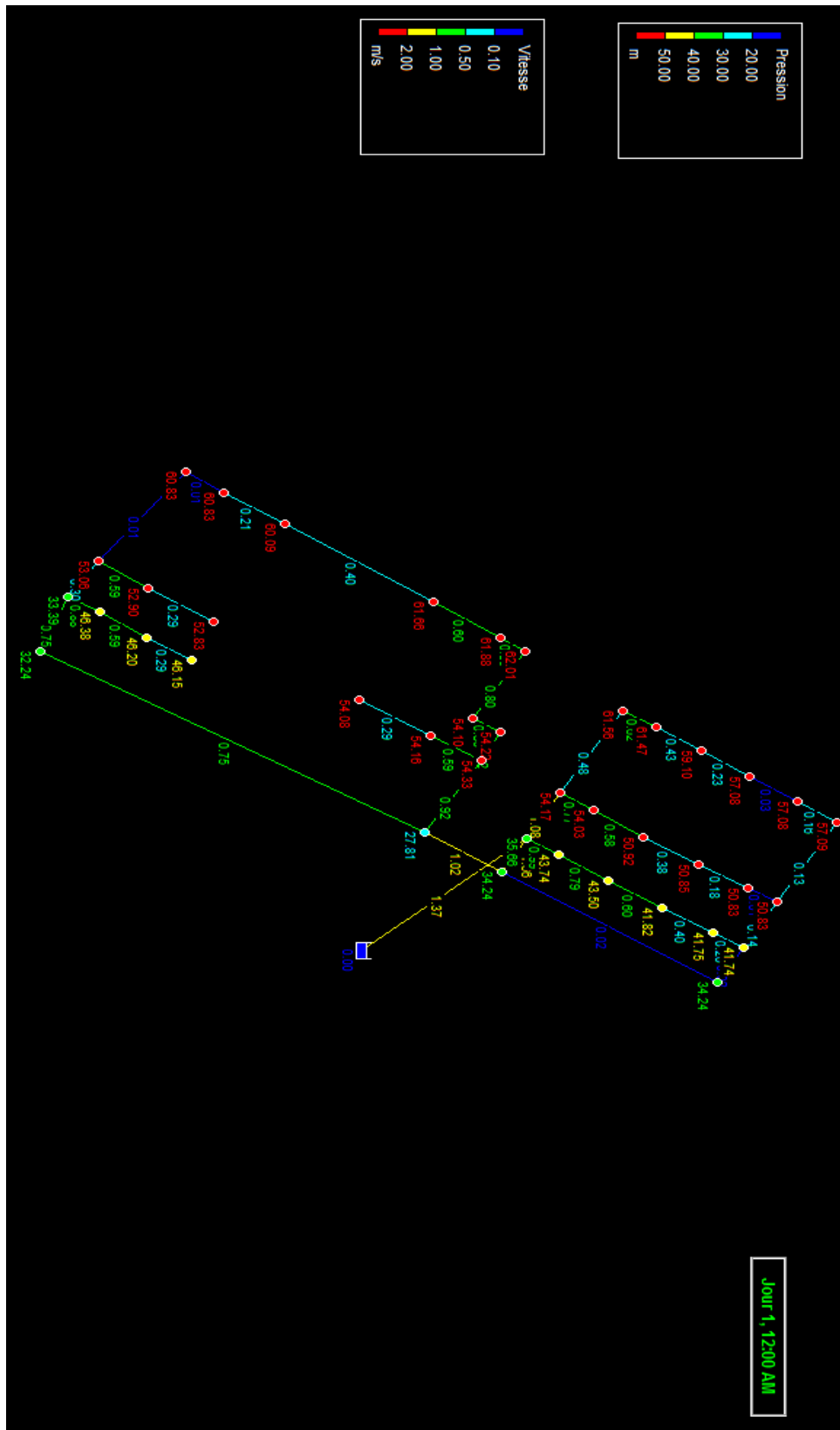


Figure IV.4 : Schéma du réseau piquage N° 2 (zone B)

Annexe 8

Tableau IV.9 : Etat des arcs du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre Int en (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/km	P.d.c régulières Unit m
Tuyau p1	18.45	163.6	33.75	1.61	12.38	0.228411
Tuyau p2	16.92	90	11.23	1.77	30.26	0.5119992
Tuyau p3	29.58	90	9.98	1.57	24.37	0.7208646
Tuyau p4	30.48	90	8.73	1.37	19.09	0.5818632
Tuyau p5	35.59	90	7.48	1.18	14.40	0.512496
Tuyau p6	29.8	90	6.23	0.98	10.34	0.308132
Tuyau p7	35.03	90	4.98	0.78	6.90	0.241707
Tuyau p8	26.67	90	3.73	0.59	4.10	0.109347
Tuyau p9	161.51	90	2.48	0.39	1.98	0.3197898
Tuyau p10	14.61	58.2	2.50	0.94	16.35	0.2388735
Tuyau p11	46.81	58.2	1.25	0.47	4.74	0.2218794
Tuyau p12	74.85	90	-0.02	0.00	0.00	0.00
Tuyau p14	46.81	90	-1.27	0.20	0.61	0.0285541
Tuyau p15	45.34	90	-2.52	0.40	2.03	0.0920402
Tuyau p16	17.1	90	-10.09	1.59	24.84	0.424764
Tuyau p17	51.42	130.8	22.52	1.68	17.52	0.9008784
Tuyau p18	29.92	90	-8.84	1.39	19.50	0.58344
Tuyau p19	29.81	90	-7.59	1.19	14.77	0.4402937
Tuyau p20	35.49	90	-6.34	1.00	10.65	0.3779685
Tuyau p21	29.77	90	-5.09	0.80	7.16	0.2131532
Tuyau p22	35.34	90	-3.84	0.60	4.31	0.1523154
Tuyau p23	29.77	90	-2.59	0.41	2.13	0.0634101
Tuyau P24	44.35	90	1.34	0.21	0.66	0.029271
Tuyau p25	52.24	102.2	-1.18	0.14	0.29	0.0151496
Tuyau p26	66.76	130.8	12.43	0.93	5.92	0.3952192
Tuyau p27	29.66	102.2	11.18	1.36	16.16	0.4793056
Tuyau p28	29.83	102.2	9.93	1.21	13.01	0.3880883
Tuyau P29	65.48	102.2	8.68	1.06	10.19	0.6672412
Tuyau p30	15.63	73.6	3.75	0.88	10.92	0.1706796
Tuyau p31	27.12	73.6	2.50	0.59	5.27	0.1429224
Tuyau p32	26.85	73.6	1.25	0.29	1.54	0.041349
Tuyau p33	68.74	102.2	4.93	0.60	3.67	0.2522758
Tuyau p34	27.51	102.2	3.68	0.45	2.17	0.0596967
Tuyau p35	26.93	102.2	2.43	0.30	1.04	0.0280072

Annexe 9

Tableau IV.10 : Les détails des nœuds

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Bâche n3	242	-33.75	242.00	0.00
Nœud n1	198.62	0.00	241.77	43.15
Nœud n2	198.62	1.25	241.26	42.64
Nœud n4	197.35	1.25	240.54	43.19
Nœud n5	197.35	1.25	239.96	42.61
Noud n6	197.35	1.25	239.44	42.09
Nœud n7	196.04	1.25	239.14	43.10
Nœud n8	192.57	1.25	238.89	46.32
Nœud n9	190.05	1.25	238.79	48.74
Nœud n10	181	0.00	238.47	57.47
Nœud n12	181	1.25	238.23	57.23
Nœud n13	185.84	1.25	238.00	52.16
Nœud n14	175.06	1.25	238.47	63.41
Nœud n15	178.76	1.25	238.49	59.73
Nœud n16	178.76	0.00	238.59	59.83
Nœud n17	188.2	0.00	240.87	52.67
Nœud n18	188.2	1.25	240.45	52.25
Nœud n19	188.2	1.25	239.86	51.66
Nœud n20	188.2	1.25	239.42	51.22
Nœud n21	187.26	1.25	239.04	51.78
Nœud n22	186.66	1.25	238.83	52.17
Nœud n23	184.7	1.25	238.68	53.98
Nœud n24	182.28	1.25	238.62	56.34
Nœud n25	180.72	1.25	240.48	59.76
Nœud n26	178.69	1.25	240.00	61.31
Noud n27	177.8	1.25	239.61	61.81
Nœud n28	169.7	0.00	238.94	69.24
Nœud n29	169.7	1.25	238.77	69.07
Nœud n30	173	1.25	238.63	65.63
Nœud n31	176.35	1.25	238.59	62.24
Nœud n32	169.09	1.25	238.69	69.60
Nœud n33	171.67	1.25	238.63	66.96
Nœud n34	173.66	1.25	238.60	64.94

Annexe10

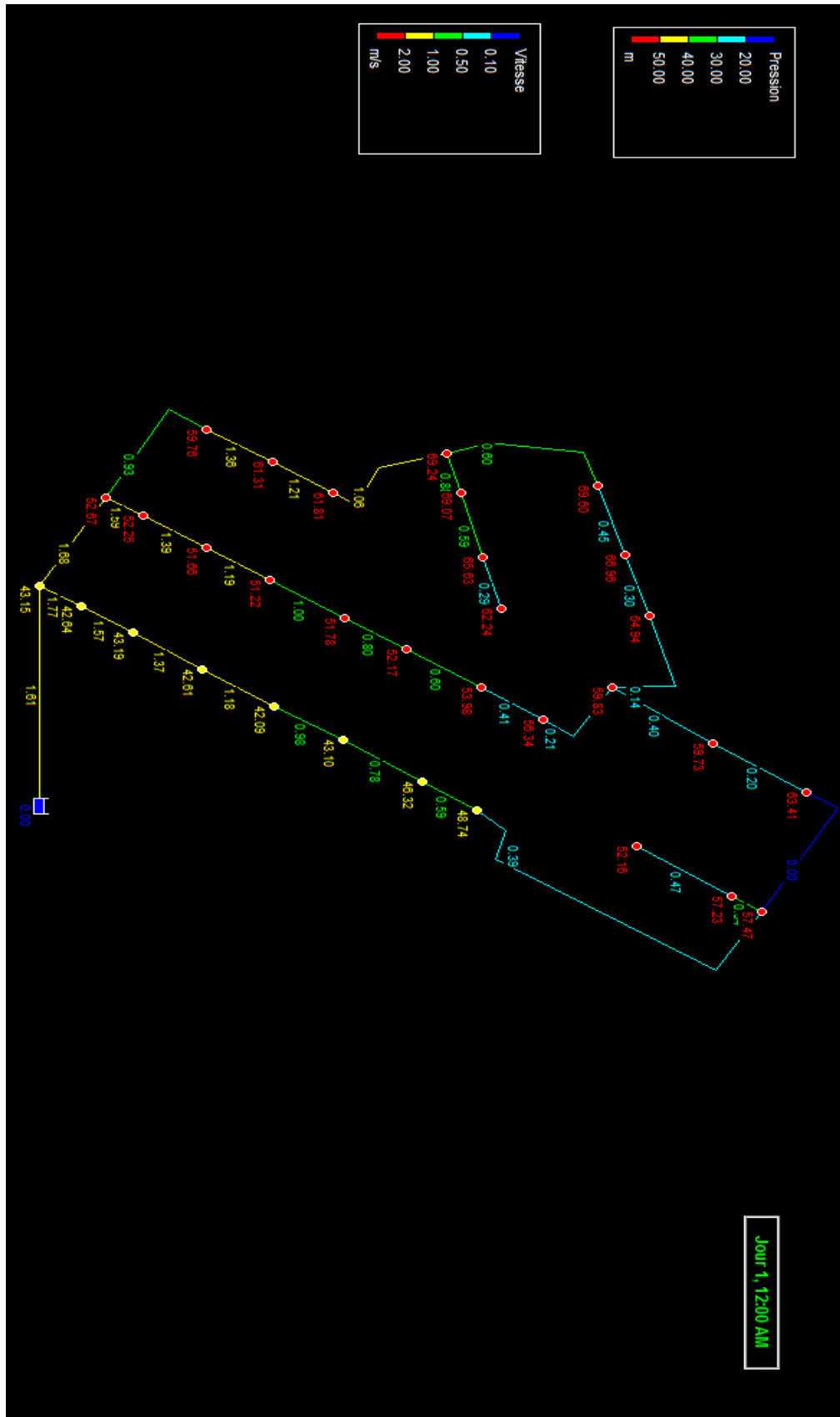


Figure IV.5 : Schéma du réseau piquage N° 3 (zone D)

Annexe 11

Tableau IV.11 : Etat des arcs du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre Int en (mm)	Débit (l/s)	Vitesse (m/s)	Pert.Charge Unit m/km	P.d.c régulières Unit m
Tuyau 1	14.75	130.8	17.50	1.30	13.53	0.1995675
Tuyau p1	22.2	102.2	8.53	1.04	11.96	0.265512
Tuyau p2	29.73	130.8	9.78	0.73	4.47	0.1328931
Tuyau p3	85.37	102.2	6.47	0.79	7.07	0.70635659
Tuyau p4	30.07	90	6.47	1.02	13.44	0.4041408
Tuyau p5	24.28	102.2	8.53	1.04	11.96	0.2903888
Tuyau p6	21.51	73.6	3.08	0.72	9.09	0.1955259
Tuyau p7	29.86	73.6	1.83	0.43	3.44	0.1027184
Tuyau p8	35.32	48.8	0.58	0.31	3.20	0.113024
Tuyau p9	29.68	73.6	0.67	0.16	0.55	0.016324
Tuyau p10	20.19	73.6	1.92	0.45	3.75	0.0757125
Tuyau p11	69.18	90	4.55	0.72	6.90	0.477342
Tuyau p12	69.07	90	5.45	0.86	9.69	0.4620783
Tuyau p13	21.46	73.6	2.76	0.65	7.40	0.158804
Tuyau p14	29.7	73.6	1.51	0.36	2.41	0.071577
Tuyau p15	35.69	48.8	0.26	0.14	0.76	0.0271244
Tuyau p16	29.47	73.6	0.99	0.23	1.12	0.0330064
Tuyau p17	19.54	73.6	2.24	0.53	5.00	0.0977
Tuyau p18	50.61	90	2.31	0.36	1.95	0.0986895
Tuyau p19	55.63	90	2.69	0.42	2.58	0.14352554
Tuyau p20	21.01	73.6	2.69	0.63	7.04	0.1479104
Tuyau p21	30.36	73.6	1.44	0.34	2.21	0.0670956
Tuyau p22	35.38	48.8	0.19	0.10	0.43	0.0152134
Tuyau p23	29.84	73.6	1.06	0.25	1.27	0.0378968
Tuyau p24	20.71	73.6	2.31	0.54	5.31	0.1099701

Annexe 12

Tableau IV.12 : Les détails des nœuds

ID Nœud	Altitude en m	Demande en l/s	Charge en m	Pression en m.c.e
Bâche n7	281	-17.50	281.00	0.00
Nœud n1	239	0.00	280.40	41.40
Nœud n2	239	1.25	280.67	41.67
Nœud n3	239	1.25	280.80	41.80
Nœud n4	243	0.00	280.20	37.20
Nœud n5	225.5	0.00	279.79	54.29
Nœud n6	219	0.00	279.32	60.32
Nœud n8	212	1.25	279.11	67.11
Nœud n9	214.86	1.25	279.07	64.21
Nœud n10	217.19	1.25	279.08	61.89
Nœud n11	217.90	1.25	279.15	61.25
Nœud n12	218	0.00	279.30	61.30
Nœud n13	224	0.00	279.44	55.44
Nœud n14	229.5	0.00	280.11	50.61
Nœud n15	229	1.25	279.92	50.92
Nœud n16	229	1.25	279.81	50.81
Nœud n17	227	1.25	279.70	52.70
Nœud n18	225.5	1.25	279.72	54.22
Nœud n19	223.68	1.25	279.28	55.60
Nœud n20	221.54	1.25	279.21	57.67
Nœud n21	221.14	1.25	279.18	58.04
Nœud n22	219.02	1.25	279.22	60.20
Nœud n23	211.5	0.00	279.22	67.72

Annexe 13

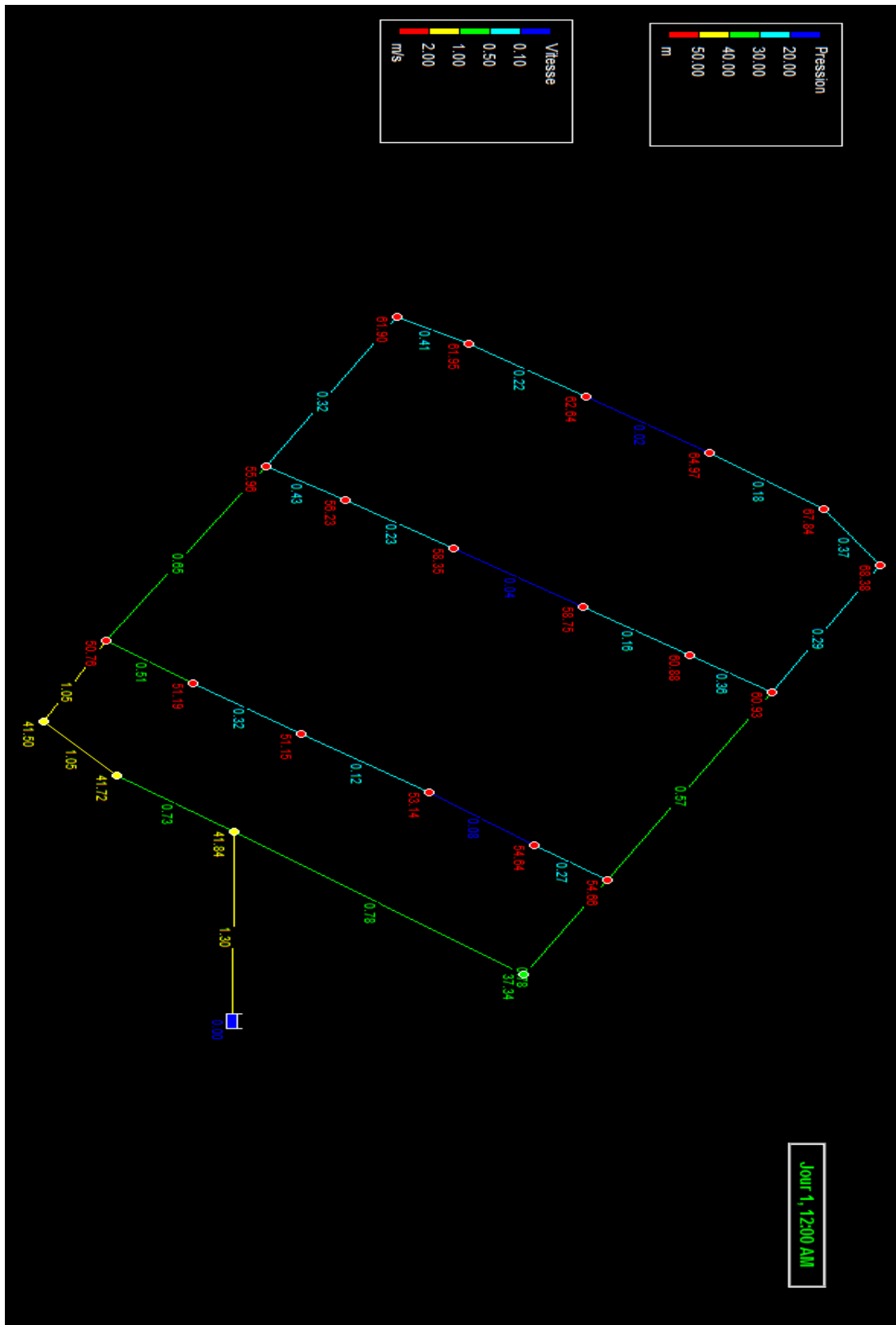


Figure IV.6 : Schéma du réseau piquage N° 4 (zone A)

Annexe 14

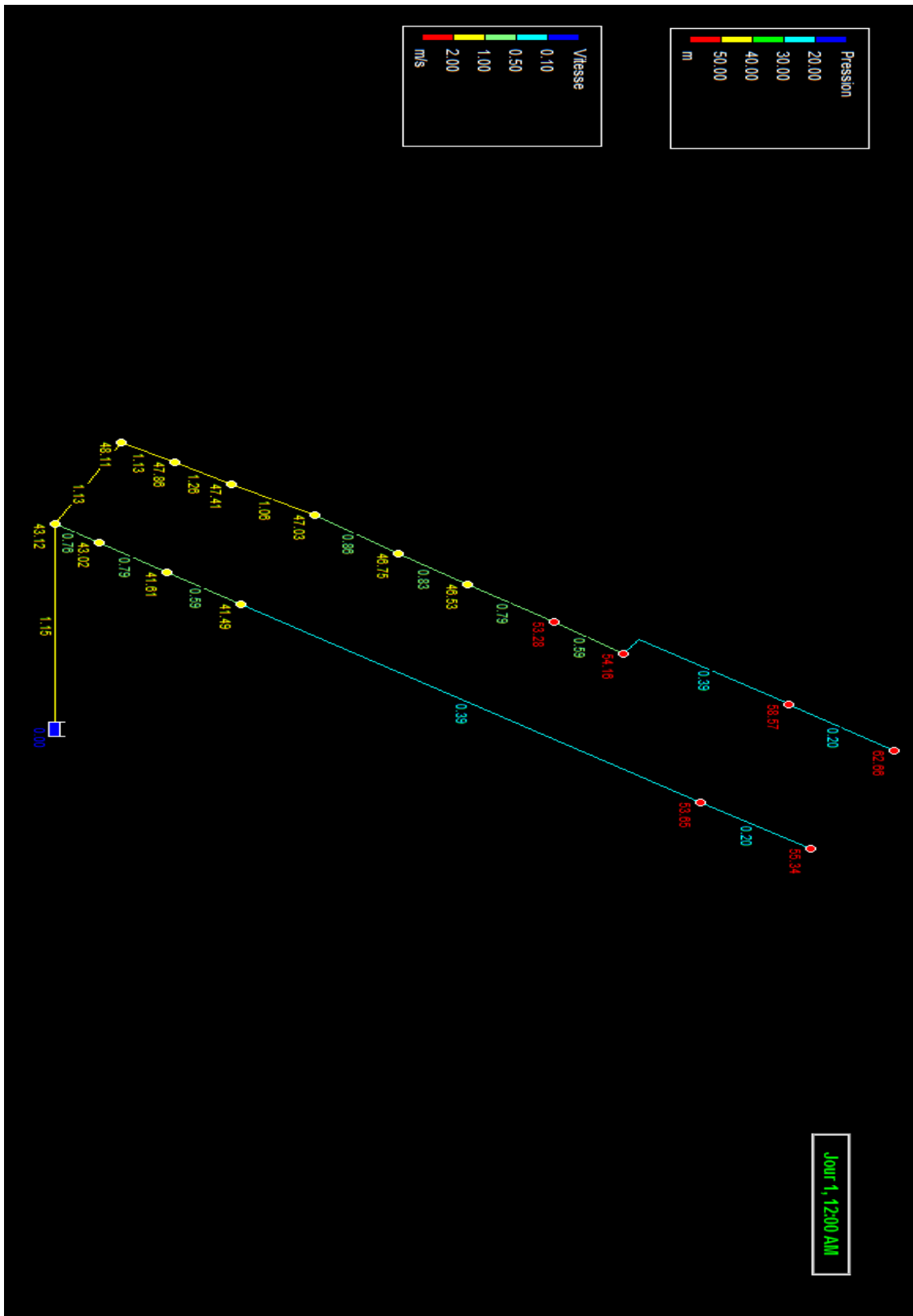


Figure IV.7 : Schéma du réseau piquage N° 5 (zone C)

Annexe 15

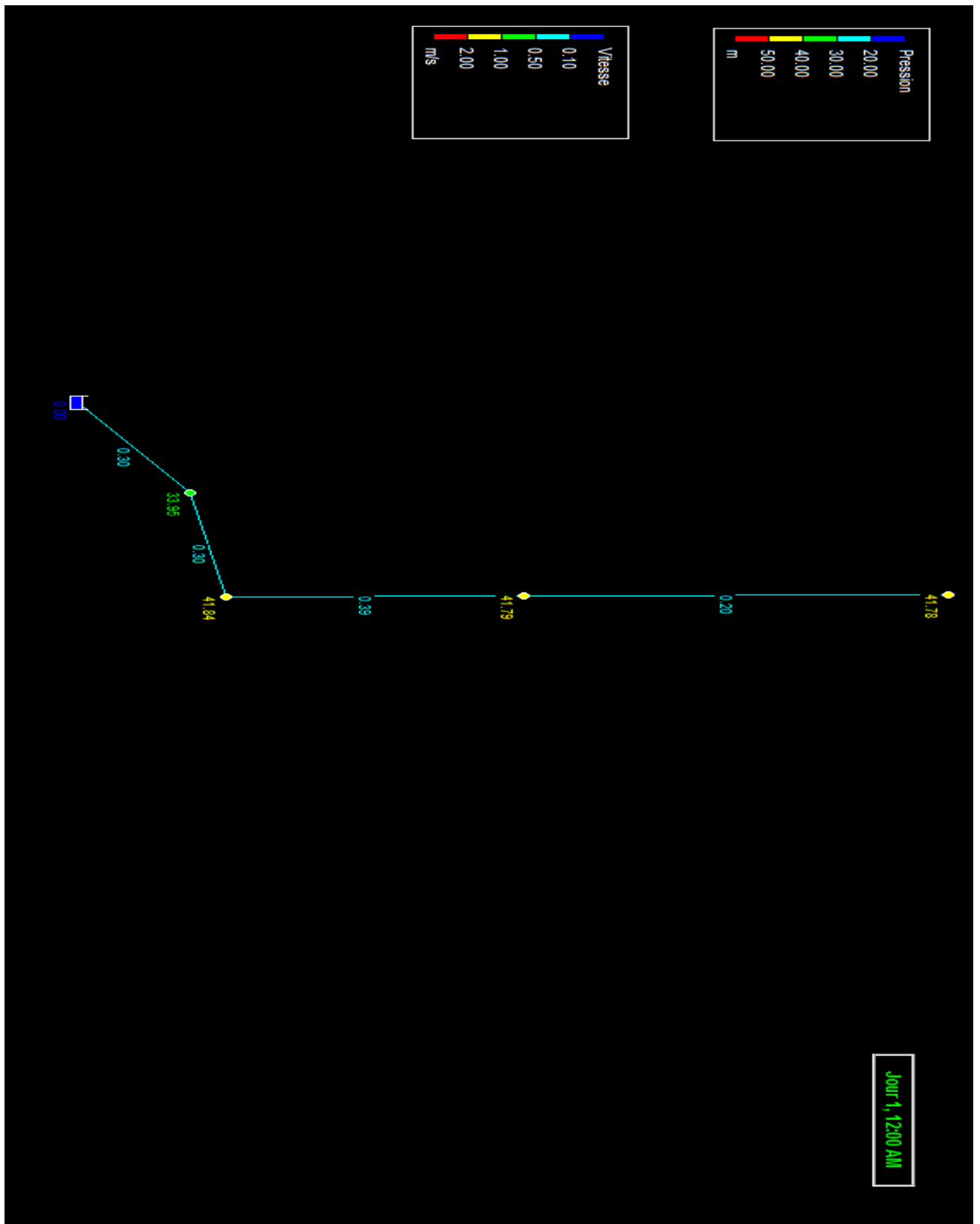


Figure IV.8 : Schéma du réseau piquage N° 6 (zone F)