



UNIVERSITE D'EL -OUED



Département des sciences et technologie

filière d'hydraulique

MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention de diplôme de licence

Option : gestion des ressources en eau.

**THEME : Etude de système d'approvisionnement en eau
potable de la ville d'Elhamraia**

Présenté par :

DJABALLAH Hana

HACHIA Amina

HOUAMDI Ilhame

Dirigé par :

Mr. OUAKOUAK A



Année universitaire : 2013 / 2014

LISTE DE FIGURE

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Figure i.1 : La géographie du Souf et de Hamraia.....	03
Figure i.2 : Moyennes mensuelles des pluies en (mm) (1980-2013).....	05
Figure i.3 : Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C) (1980-2013).....	06
Figure i.4 : Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1980-2013).....	06
Figure i.5: Evaporations moyennes mensuelles du Souf durant la période (1980-2013).....	07
Figure i.6 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) (1980-2013).....	08
Figure i.7 : Carte Géologique Régional (ANRH, 1993).....	09
Figure i.8: Le Système Aquifère du Sahara Septentrional (Gendouz et al, 2003).....	11
Figure i.9 : La proportion des matériaux constituant le réseau d'AEP.....	13
Figure i.10 : Vue générale du tracé en plan de réseau d'AEP.....	13

Chapitre III : Etude capacité de stockage

Figure iii.1 : Conduite de by pass.....	25
Figure iii.2 : Exemple d'une réserve d'incendie.....	25
Figure iii.3 : La conduite de distribution.....	26

Chapitre IV : Reseau de distribution

Figure iv.1 : Réseau maillé.....	35
Figure iv.2 : Réseau ramifié.....	36
Figure iv.3 : paramètres hydrauliques en cas de pointe.....	51
Figure iv.4 : paramètres hydrauliques en cas de pointe + l'incendie.....	54

LISTE DE TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de la zone d'étude

Tableau i.1 : Données météorologiques de la région du Souf (1980-2013), (ONM, 2013).....	04
Tableau i.2 : Caractéristiques de forage Hamraia F4.....	12
Tableau i.3 : Caractéristiques de la pompe immergée.....	12

Chapitre II : Estimation des besoins en eau potable

Tableau ii.1: Répartition de la population à l'horizon d'étude.....	16
Tableau ii.2: Variation de la dotation par rapport au nombre des habitants.....	16
Tableau ii.3: récapitule des besoins en eau potable.....	17
Tableau ii.4 : l'estimation des besoins d'équipements.....	17
Tableau ii.5 : Les caractéristiques des besoins totaux.....	18
Tableau ii.6 : Récapitulation des débits moyen majoré pour la région d'étude.....	18
Tableau ii.7 : Les valeurs du débit maximum journalier majoré.....	19
Tableau ii.8 : Récapitulation des débits de pointe pour la zone d'étude.....	21

Chapitre III : Etude capacité de stockage

Le tableau iii.1 : estimation des besoins de stockage.....	27
Le tableau iii.2: estimation des besoins de stockage	29
Tableau iii.3: l'évolution des besoins de stockage de la ville étudiée.....	30
Tableau iii.4: Les caractéristiques de réservoir.....	31
Tableau 16: Variation de hauteur en fonction de nombre d'étage.....	32

Chapitre IV : Réseau de distribution

Tableau iv.1 : Détermination de débit spécifique.....	39
Tableau iv.2 : Détermination de débit aux nœuds (cas de pointe).....	40
Tableau iv.3 : Détermination du débit aux nœuds (cas de pointe + incendie).....	42
Tableau iv.4 : diamètres avantageux en fonction des débits limites.....	44
Tableau iv.5 : Détermination des diamètres avantageux.....	44
Tableau iv.6 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe).....	48
Tableau iv.7 : Calcul des pressions (cas de pointe).....	50
Tableau iv.8 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + l'incendie).....	52
Tableau iv.9 : Calcul des pressions (cas de pointe + l'incendie).....	53

SOUMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	01
----------------------------	----

CHAPITRE I:

I.1. INTRODUCTION	02
I.2. DEFINITION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE.....	02
I.2.1. Situation géographique.....	02
I.3. LA SITUATION TOPOGRAPHIQUE.....	02
I.4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE.....	04
I.4.1.Climat.....	04
I.4.2. Précipitation.....	05
I.4.3. Température.....	05
I.4.4 Le ven.....	06
I.4.5 L'évaporation.....	07
I.4.6 L'humidité relative.....	07
I .5. SITUATION GEOLOGIQUE.....	08
I.6. SITUATION SOCIO ECONOMIQUE.....	09
I.6.1.Agriculture.....	09
I.6.2.Industrie.....	10
I .7. LA SITUATION HYDROGEOLOGIQUE.....	10
I.7.1 Nappe Phréatique.....	10
I.7.2 Nappe du Complexe Terminal.....	10
I.7.3 Nappe du Continental Intercalaire.....	11
I.8. SITUATION HYDRAULIQUE.....	12
I.8.1 Alimentation en eau potable.....	12
I.8.2 L'évacuation des eaux usées.....	12
I.9.CONCLUTION.....	14

CHAPITRE II:

II.1. INTRODUCTION.....	15
II.2. ETUDE DES BESOINES EN EAU	15
II.3.ETUDE DES BESOINES EN EAU.....	16
II.4. les besoins domestiques.....	17

II.5. les besoins d'équipements.....	17
II.6. estimation des besoins totaux.....	18
II.7. ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS.....	19
II.7.1.Débit maximal journalier.....	19
II.7.2.Débit de pointe.....	20
II.8. CONCLUSION.....	21

CHAPITRE III:

III.1 .INTRODUCTION.....	22
III.2. ROLE DU RESERVOIR.....	22
III.3. EMLACEMENT DU RESERVOIR	22
III.4. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	23
III.5. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS.....	23
III.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS.....	23
III.7 .LES EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS.....	24
III.7.1. Conduite d'adduction	24
III.7.2. Robinet – flotteur	24
III.7.3. Conduite du trop plein	24
III.7.4.Disposition spéciale.....	24
III.7.4.1. by-pass	24
III.7.4.2.La réserve d'incendie.....	25
III.7.5. Conduite de vidange.....	25
III.7.6 .conduite de distribution.....	26
III.7.7 .conduite de vidange.....	26
III.8 CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR.....	26
III.9 CALCUL DE VOLUME DE RESERVOIR.....	29
III.9.3 Détermination de la côte du radier du château.....	31
III.10. CONCLUSION	33

CHAPITRE IV:

IV.I INTRODUCTION.....	34
IV.2 LES TYPES DE RESEAU	34
IV.2.1 Réseaux maillés	34
IV.2.2 Réseaux ramifié.....	35
IV.2.3 Réseaux mixte.....	36
IV.3 CONCEPTION D'UN RESEAU	36
IV.4 PRINCIPE DE TRACE D'UN RESEAU	36
IV.5 CHOIX DES MATERIAUX DES CONDUITES.....	37
IV.5.1 Conduites en fonte.....	37
IV.5.2 Conduites en acier.....	37
IV.5.3 Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié).....	37
IV.5.4 Conduites en PEHD (Polyéthylène haut densité)	38
IV.6 CALCUL HYDRAULIQUE.....	38
IV.6.1 Détermination des débits.....	39
IV.6.1.1 débit spécifique	39
IV.6.1.2 Débit en route.....	39
IV.6.1.3 Débit aux nœuds.....	39
IV.6.2 Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie).....	41
IV.6.3 Détermination des diamètres avantageux	43
IV.6.4 Vérification de la vitesse dans le réseau.....	44
IV.7 CALCUL DU RESEAU PAR LE LOGICIEL « EPANET ».....	46
IV.7.1 Méthode de calcul	46
IV.7.2 Présentation de logiciel.....	46
IV.7.3 Capacité pour le calcul Hydraulique.....	47
IV.7.4 Formule de perte de charge utilisée.....	47
IV.7.5 Les résultats de calcul.....	48
IV.7.5.1 cas de pointe	48
IV.7.5.3 : Calcul des pressions de service du réseau (au sol).....	49
IV.8 EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION.....	54
IV.8.1 Type de canalisation.....	54
IV.8.2 Appareils et accessoires du réseau.....	54
IV.8.2.1 Robinets vannes.....	54
IV.8.2.2 Bouches ou poteau d'incendie.....	55

IV.8.2.3 Clapets.....	55
IV.8.2.4 Ventouses.....	55
IV.8.2.5 Robinets de vidang.....	55
IV.8.2.6 Bouche d'arrosage.....	55
IV.8.2.7 Pièces spéciales de raccord.....	55
IV.9 CONCLUSION.....	56
CONCLUSION GENERALE.....	57

INTRODUCTION GENERALE

L'eau est la substance de la vie et sans lequel il devient impossible pour la vie sur cette planète est une des substances les plus courantes sur la surface de la balle, Donc, sa maîtrise et sa disponibilité en quantité suffisante et en qualité doivent être une des premières préoccupations d'une quelconque agglomération.

A cet égard, dans le domaine de l'hydraulique, diverses techniques urbaines se proposent, l'un de ces techniques est l'alimentation en eau potable. Le réseau de distribution d'eau potable est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression, et qui assurent l'alimentation de la ville à partir des réservoirs. Le système d'alimentation de ce réseau doit permettre de fournir le débit de consommation variable à une pression relativement constante.

La compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes d'AEP exige le recours à des outils de calcul et d'analyse rapides et performants. L'EPANET, un logiciel largement utilisé, surtout pour la conception et la vérification du dimensionnement des réseaux.

L'objectif de ce travail est de tester le fonctionnement hydraulique d'un réseau d'AEP existant par EPANET comme une étape importante et critique pour le dimensionnement des réseaux projetés, et la gestion des réseaux en service. Nous avons essayé de projeté les connaissances théoriques du logiciel sur terrain, en étudiant comme exemple le réseau d'AEP de la ville d'El Hamraia wilaya d'El-Oued.

L'étude de besoin en eau à différents horizons, l'étude de la capacité de stockage, l'implantation de réservoir, le recensement des ressources en eau, le tracé et l'extension de réseau de distribution, leur types et leur dimensionnement, les améliorations projetés sur ce réseau et sa sectorisation vont faire l'objet d'une analyse des données réelles.

Nous avons essayé dans ce travail, de présenter les bonnes propositions pour une meilleure distribution de l'eau potable, et pour assurer les conditions de l'écoulement au niveau du robinet de consommateur.

I.1. INTRODUCTION

La ville du Souf (El Oued), est le mandat de l'Algérie a émergé de la division administrative de 1984 Divisé en deux zones d'origines ethniques différentes.

La ville du Souf (El Oued) est une région aride, fait partie du Sahara septentrional partagé par la Tunisie, la Libye et l'Algérie. Elle est située au Sud-est du Sahara algérien [Figure 1], elle s'étend sur 3000 km² dans une configuration géologique caractérisée par une topographie plane et sans exutoire, elle a une superficie de 54 573 km² et compte 652210 habitants en 2006 (L'encyclopédie libre, 2009). Elle contient 12 Daïra et 30 communes, parmi ces communes est Hamraia, dont on a étudié le système d'alimentation en eau potable de notre étude.

Au cours de ce chapitre, nous nous présentons les caractéristiques physiques du lieu et les facteurs qui influencent sur la conception de ce projet.

I.2. DEFINITION GENERALE DE LA ZONE D'ETUDE

I.2.1. Situation géographique

La commune de Hamraia est située dans le Sahara algérien, à l'ouest du Grand Erg Oriental précisément au parcours sahariens sur terres salées, dépend administrativement de la daïra de REGUIBA wilaya d'EL-OUED, la commune en question est limitée comme suit [Figure 1]. :

- Au nord -Nord, bordée par l'état de Biskra.
- Au sud par la commune de REGUIBA, commune de GUEMAR, commune de MAGRANE , commune de SIDI AOUN.
- A l'est par la commune de BEN GUECHA .
- A l'ouest par la commune de STILL, la commune de OUM THIOUR , la commune de M'GHAÏER et la commune de SIDI KHLIL .

Elle s'étend sur une superficie approximative de 2444 km². Sa population est de 3270 habitants, selon les statistiques de 2008.

L'activité principale a longtemps été représentée par l'agriculture, et notamment l'exploitation du palmier dattier ("phoeniculture"), ainsi que la production du sel.

1.3. LA SITUATION TOPOGRAPHIQUE

A partir du lever topographique nous pouvons observer une légère pente du sud et sud-ouest vers le nord et la région nord-est. Généralement la zone de l'étude est plane et présente une différence dans le niveau environ de 2 m (voir plan N° 1).

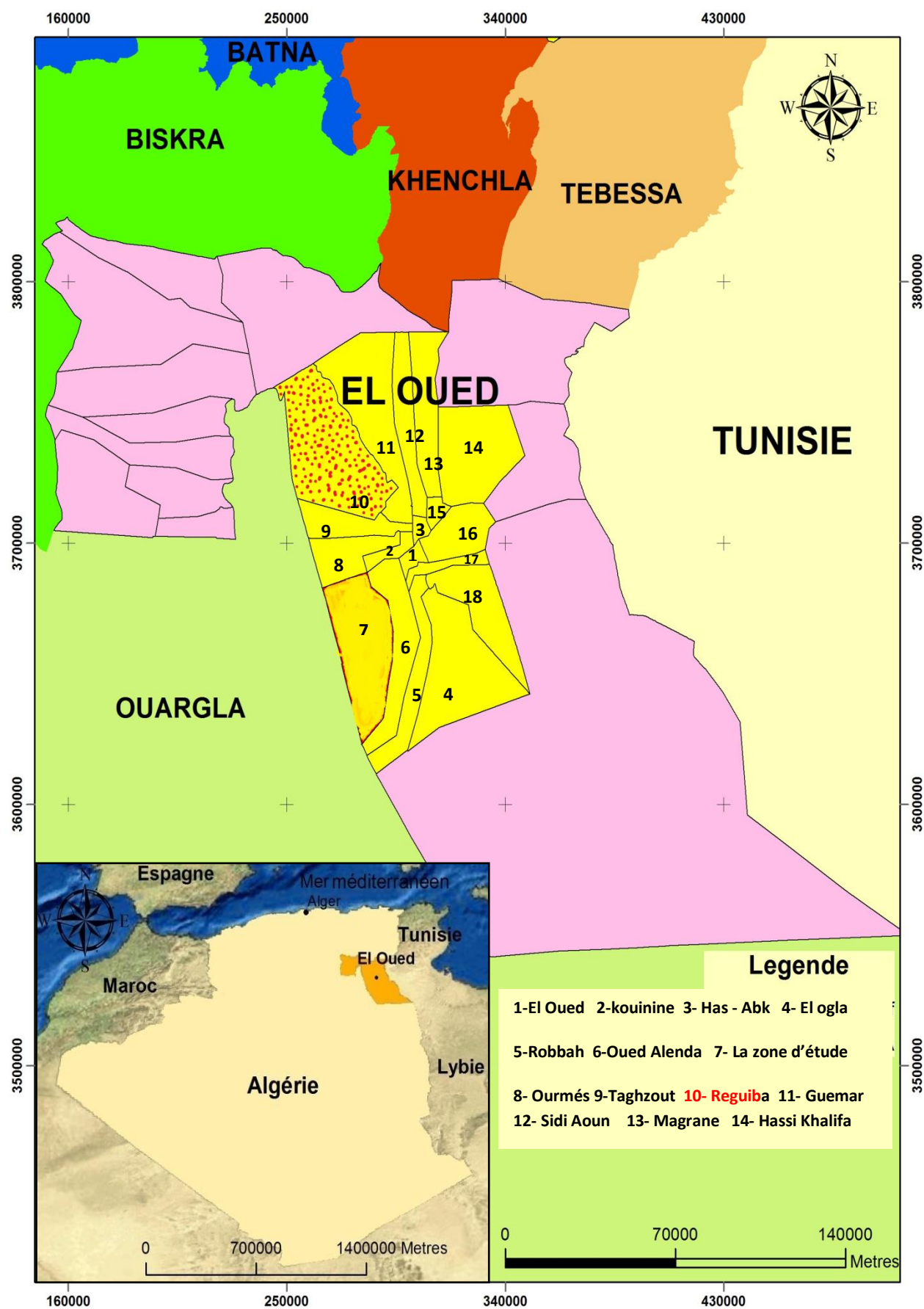


Figure i.1 : La géographie du Souf et de Hamraia.

Le relief du Souf ainsi que Hamraia, est très simple dans sa disposition générale, et est caractérisé par les massifs dunaires où prédominent les formes douces. Celle-ci dont certains atteignent par endroit 100 m de hauteur. Le relief de la ville d'El Oued est caractérisé par l'existence de trois principales formes :

- Une région sableuse : qui se présente sous un double aspect ; l'Erg et le Sahara.
- Une forme de plateaux rocheux : qui s'étend vers le Sud avec une alternance de dunes et de crêtes rocheuses.
- Une zone de dépression : caractérisée par la présence d'une multitude de chotts qui plongent vers l'Est.

I.4. SITUATION CLIMATOLOGIQUE

L'étude climatologique est très importante car avant toute projection ou dimensionnement d'un aménagement ou d'un ouvrage hydraulique, il faut impérativement tenir compte des facteurs climatiques.

I.4.1. Climat

La région de Hamraia, par sa situation géographique est d'un climat de type saharien, caractérisé par un faible taux des précipitations, des températures élevées, d'une évaporation importante et d'un rayonnement solaire excessif. Pour une meilleure caractérisation du climat de la région étudiée nous avons utilisé les données relatives aux différents paramètres climatiques (précipitation, température, vent, humidité et évaporation) dans une durée de 34 ans, entre la période 1980 et 2013 par l'Office National de la Météorologie (ONM) (tableau i.1), enregistrées par la station climatologique de l'aérodrome de Guemar, El- Oued.

Tableau i.1 : Données météorologiques de la région du Souf (1980-2013), (ONM, 2013)

paramètre Mois	Humidité H. (%)	Température T. (°C.)	Précipitation P. (mm)	Vitesse de vent V. (m/s)	Evaporation E. (mm)
Janvier	64,87	10,43	12,83	1,83	80,30
Février	56,22	12,81	6,93	2,34	93,10
Mars	49,49	16,38	12,97	2,85	167,70
Avril	43,43	20,19	7,90	3,08	203,00

Mai	38,50	25,28	4,14	3,07	288,50
Juin	34,74	30,09	1,84	2,92	337,70
Juillet	31,90	32,84	0,18	2,45	361,50
Août	34,63	32,78	1,71	2,17	321,30
Septembre	46,93	28,44	5,94	2,20	184,20
Octobre	52,72	22,27	6,35	1,69	144,80
Novembre	60,04	15,75	7,86	1,60	105,20
Décembre	66,81	11,03	7,13	1,56	87,30
Moyenne annuelle	48,36	21,52	6,315	2,31	197,88

I.4.2. Précipitation

Les précipitations sont caractérisées par leurs raretés et leurs extrêmes variabilité de 0,26 à 13,80mm (tableau i.1, leurs répartition et marquées par une sècheresse quasi absolue notamment aux mois de Juin, de Juillet et d'Août. Un maximum aux mois de Janvier avec 24,14 mm. La moyenne annuelle est de l'ordre de 6mm [Figure i.2].

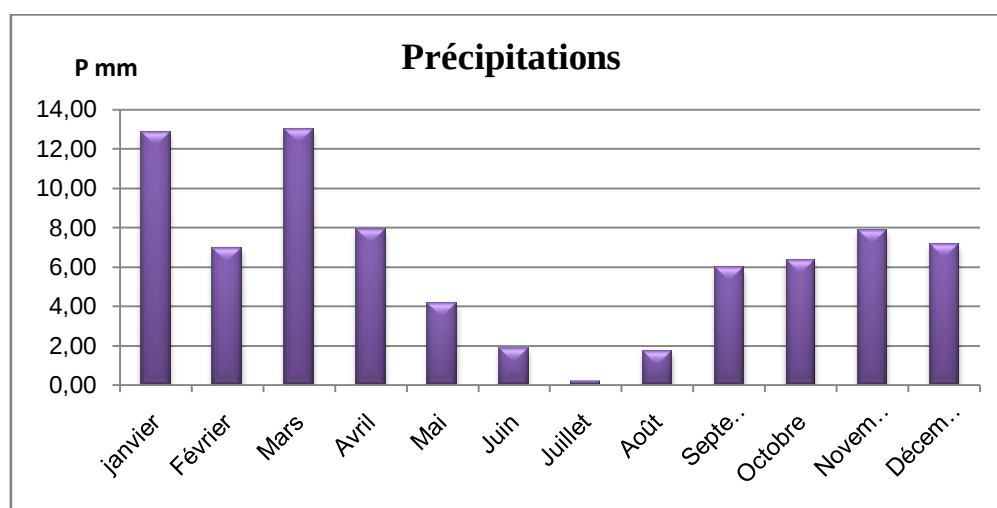


Figure i.2 : Moyennes mensuelles des pluies en (mm) (1980-2013).

I.4.3. Température

Les températures dans cette région sont constamment variables ; Les écarts entre la nuit et le jour dépassent parfois 21°C. A l'ombre, les minimales de températures progressent

régulièrement de 3 °C à 25 °C , alors que les maximas de 15°C à 40°C, selon la durée de l'ensoleillement. Ces valeurs sont élevées entre le début du mois de Juin et la fin du mois d'Aout. Dans le tableau 1 ci-dessus, la température moyenne annuelle voisinant les 29°C [Figure i.3].

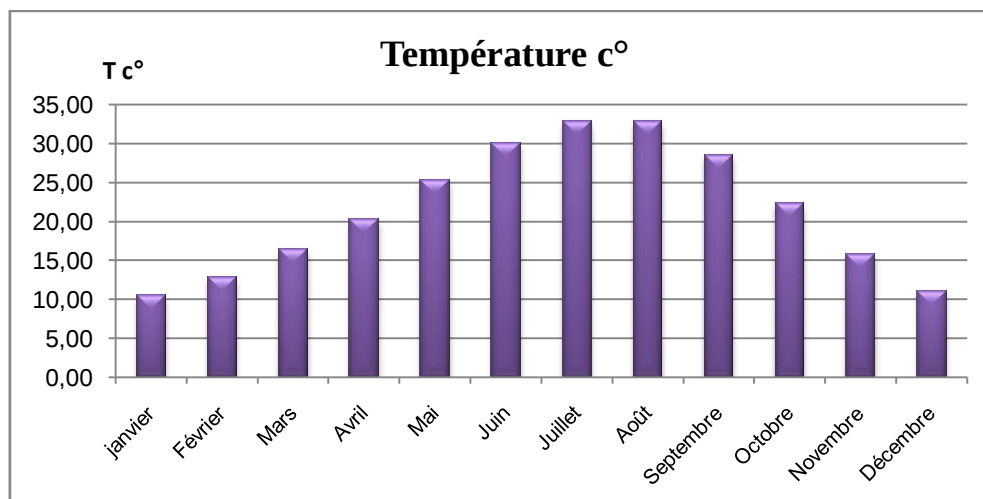


Figure i.3 : Moyennes mensuelles des températures moyennes en (°C) (1980-2013)

I.4.4 Le vent

Les vents sont de direction Est et Nord-est prédominante, puis à un degré moindre ceux de direction Ouest et Sud-ouest, caractérisés par une température élevée les jours de sirocco (Chihili). Généralement c'est au printemps que les vents sont plus violents (période de pollinisation des palmiers), ils sont chargés de sables éoliens donnant au ciel une teinte jaune et peuvent durer jusqu'à trois jours consécutifs avec une vitesse allant de 40 à 50 Km/h. Le tableau 1 présente les variations des vitesses moyennes mensuelles du vent durant la période entre 1980 et 2013 [Figure i.4].

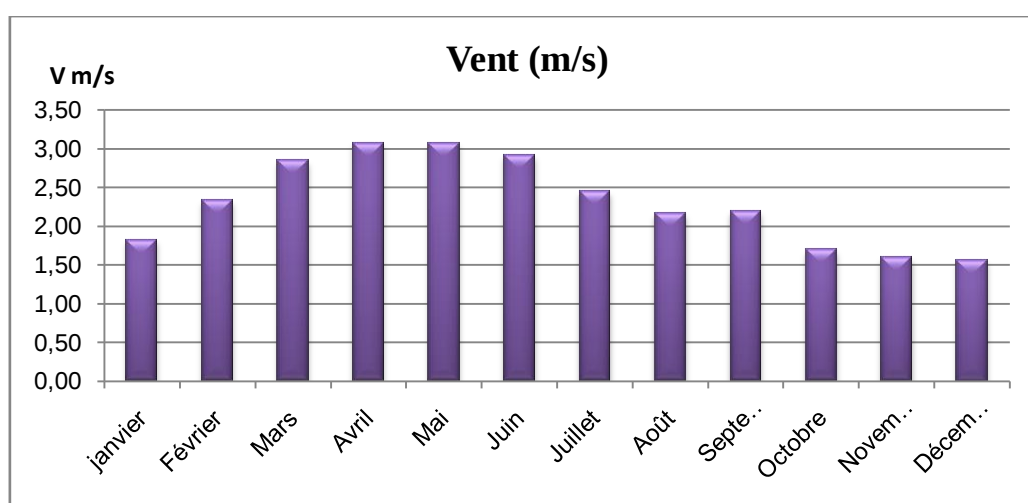


Figure i.4 : Moyennes mensuelles des vitesses des vents (m/s) (1980-2013).

I.4.5 L'évaporation

Le maximum du moyenne mensuelle d'évaporation est enregistrée au mois de Juillet à une valeur de 305.20 mm, et la plus faible est au mois de Décembre avec une valeur de 72.53 mm. La moyenne annuelle est de l'ordre de 177.19 mm selon le tableau 1, qui résume les variations de l'évaporation moyenne mensuelle entre 1980 et 2013 (ONM, 2013) [Figure i.5].

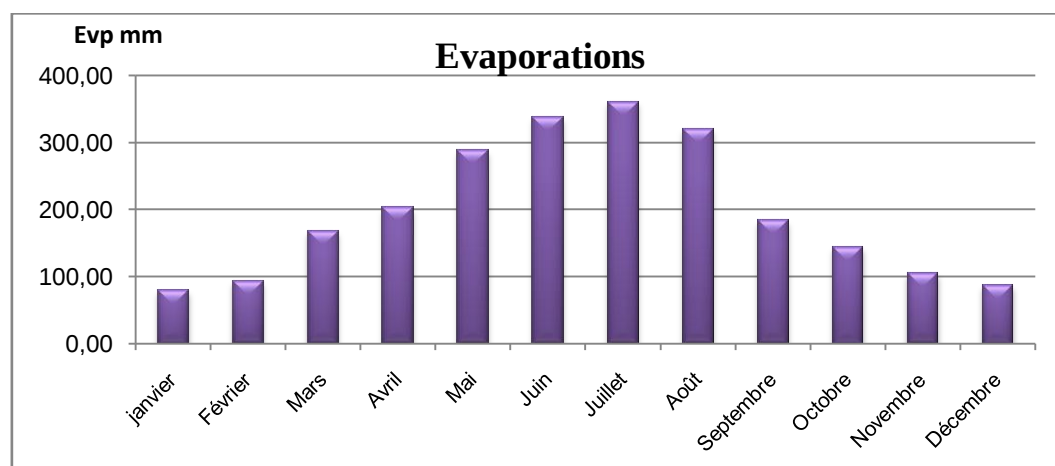


Figure i.5: Evaporations moyennes mensuelles du Souf durant la période (1980-2013).

I.4.6 L'humidité relative

L'humidité relative de l'air est faible, elle est de l'ordre de 33,42% au mois de Juin et atteignant un maximum de 68,14 % au mois de Décembre. La moyenne annuelle est de l'ordre de 49,88%. Le tableau 1 nous renseigne sur les moyennes mensuelles de l'humidité relative de la zone d'étude entre (1980 et 2013) (ONM, 2013) [Figure i.6].

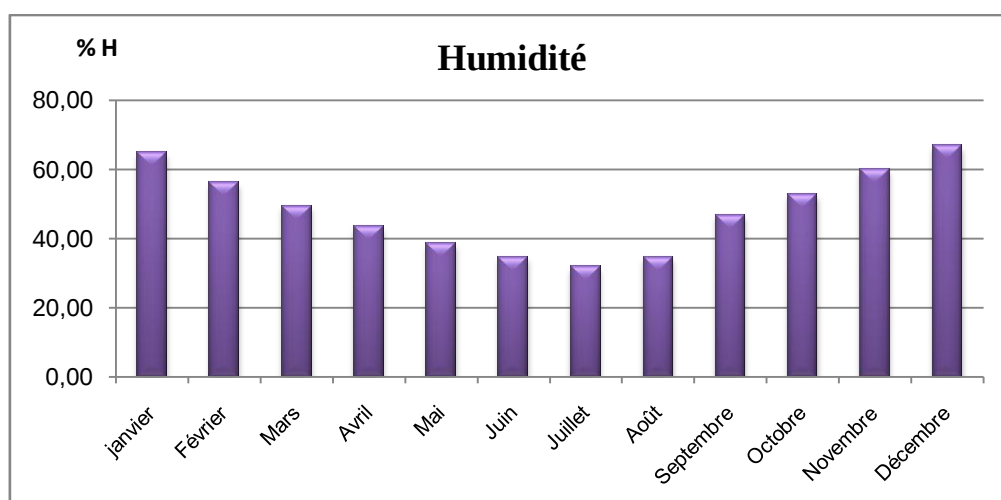


Figure i.6 : Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) (1980-2013).

I .5. SITUATION GEOLOGIQUE

La bonne connaissance géologique du site permettra de prendre les dispositions nécessaires pour la réalisation des tranchées, et aussi pour le choix des engins de terrassement.

La nature géologique de la zone d'étude, un plâtre - sel - argile sableuse. Le secteur d'étude s'inscrit dans le cadre du bassin sédimentaire du Sahara Septentrional qui forme une importante dépression topographique qui constitue une cuvette structurale en forme de synclinal dissymétrique.

De bas en haut on distingue :

- Le Continental Intercalaire (C I).

Il est représenté par des dépôts continentaux (sable et grès) d'âge Crétacé inférieur (Albien) localisé entre 1800 et 2000 m de profondeur.

Au niveau de Souf la nappe captive de cette formation (C I) est sise dans les sables et grès de l'Albien.

- Les formations du Complexe Terminal (C T).

Constitué de calcaire et de dolomie. Il repose sur la série imperméable du Sénonien lagunaire anhydritique et dolomitique. Le Mio-Pliocène repose en discordance sur le Sénonien. il est formé d'une alternance d'argile et de sable ;

Son épaisseur est de 150 m. On y distingue deux niveaux perméables séparés par un niveau argileux.

- Formation quaternaire.

Constitue de dépôt sableux fin de type éolien, localement intercalé de lentilles d'argile sableuse et gypseuse. Au dessous des sables on a un substratum argileux imperméable, donc

au niveau de la formation sableuse on signale la nappe phréatique, sa profondeur varie entre 10 et 40m et son épaisseur atteint localement une centaine de mètres.

Sur l'ensemble du Souf, cette nappe serait exploitée par plus de 1 000 puits.

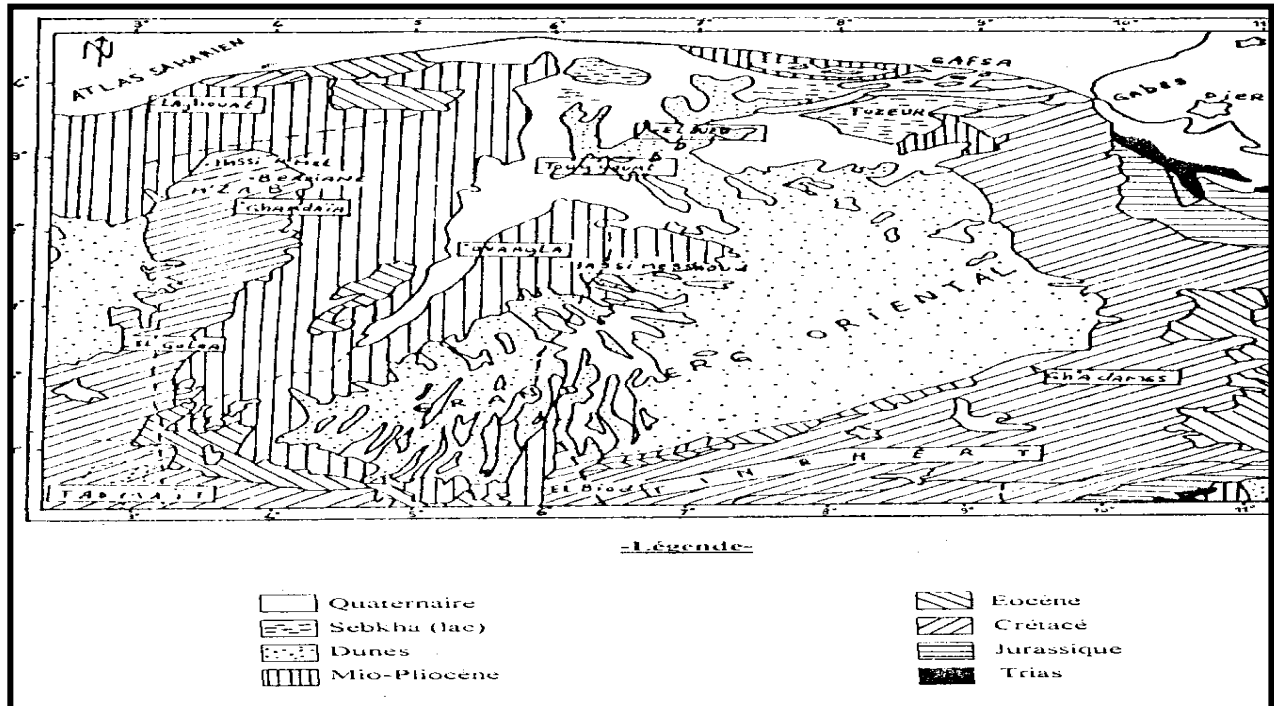


Figure i.7 : Carte Géologique Régionale (ANRH, 1993).

I.6. SITUATION SOCIO ECONOMIQUE

L'étude s'est basée sur la prise et la récolte des informations fournies par :

- Le plan d'aménagement de la commune de HAMRAIA.
- La monographie de la Wilaya d'El Oued.

I.6.1.Agriculture

Parmi Les principales activités des habitants de Hamraia jusqu'à ce jour est l'agriculture grâce au pourcentage de la main d'oeuvre qui est de 51,62%. La production agricole s'intéresse plus spécialement aux palmiers, au tabac, aux cacahuètes ainsi qu'aux cultures maraichères.

I.6.2.Industrie

La commune de Hamraia est dotée d'une forme d'industrie très importante qui est représentée par la production de sel dans des unités spéciales et vu sa situation géographique et très stratégique, elle reste toujours l'axe routier qui lie l'Oued à Biskra par l'intermédiaire de la RN N° 48.

I.7. LA SITUATION HYDROGEOLOGIQUE

Le Sahara septentrional Algérien se caractérise par un système aquifère composé de deux importantes nappes profondes, qui sont la nappe du Continental Intercalaire (CI) et celle du Complexe Terminal (CT) [Figure i.8] s'étendent sur des superficies respectivement 700 000 km² (épaisseur peut atteindre 1000 m) et 350 000 km² (profondeur oscillant entre 100 et 500 m), les réserves théoriques des deux aquifères sont estimées à près de 60 000 milliards de m³ (Khadraoui, 2006).

I.7.1 Nappe Phréatique

La nappe phréatique présente dans toute l'oasis du Souf correspond essentiellement à la partie supérieure des formations Continentales déposées à la fin du Quaternaire, avec une profondeur variable entre 10 et 40 mètres.

Cette nappe est la source principale d'irrigation d'importantes palmeraies, elle est surtout exploitée par des puits traditionnels, qui sont au nombre de 10000.

La profondeur du toit de cette nappe, d'après les coupes géologiques, dépasse parfois 20 mètres. La circulation des eaux dans cette nappe est relativement lente sur toute la région du Souf particulièrement dans les zones caractérisées par l'existence de lentilles argileuses qui influent sur la perméabilité des sables. Excepté dans la région des Chotts. La nappe phréatique est présente sur toute la zone d'étude.

I.7.2 Nappe du Complexe Terminal

Elle est Composée des trois nappes : les deux premières correspondent aux nappes des sables d'âge Mio-Pliocène et Pontien, la troisième est la nappe des calcaires d'âge Senono-Éocène.

La première correspond à la formation supérieure du Complexe Terminal (CT), elle est constituée par du sable peu grossier se trouve à une profondeur moyenne de 280 m, cette nappe du Mio-Pliocène couvre presque tout le Souf. La deuxième nappe de sable est d'âge

Potier (Eocène Supérieur). Elle prend position entre la 1ère et la nappe de calcaire. Sa profondeur varie entre 400 et 480 m avec une épaisseur moyenne de 50m.

I.7.3 Nappe du Continental Intercalaire

Elle est située à une profondeur allant de 1400m à 1800m. On l'appelle nappe albienne. L'eau de cette nappe est chaude (40 à 60 °C), elle présente un handicap majeur pour l'irrigation qui demande un refroidissement.

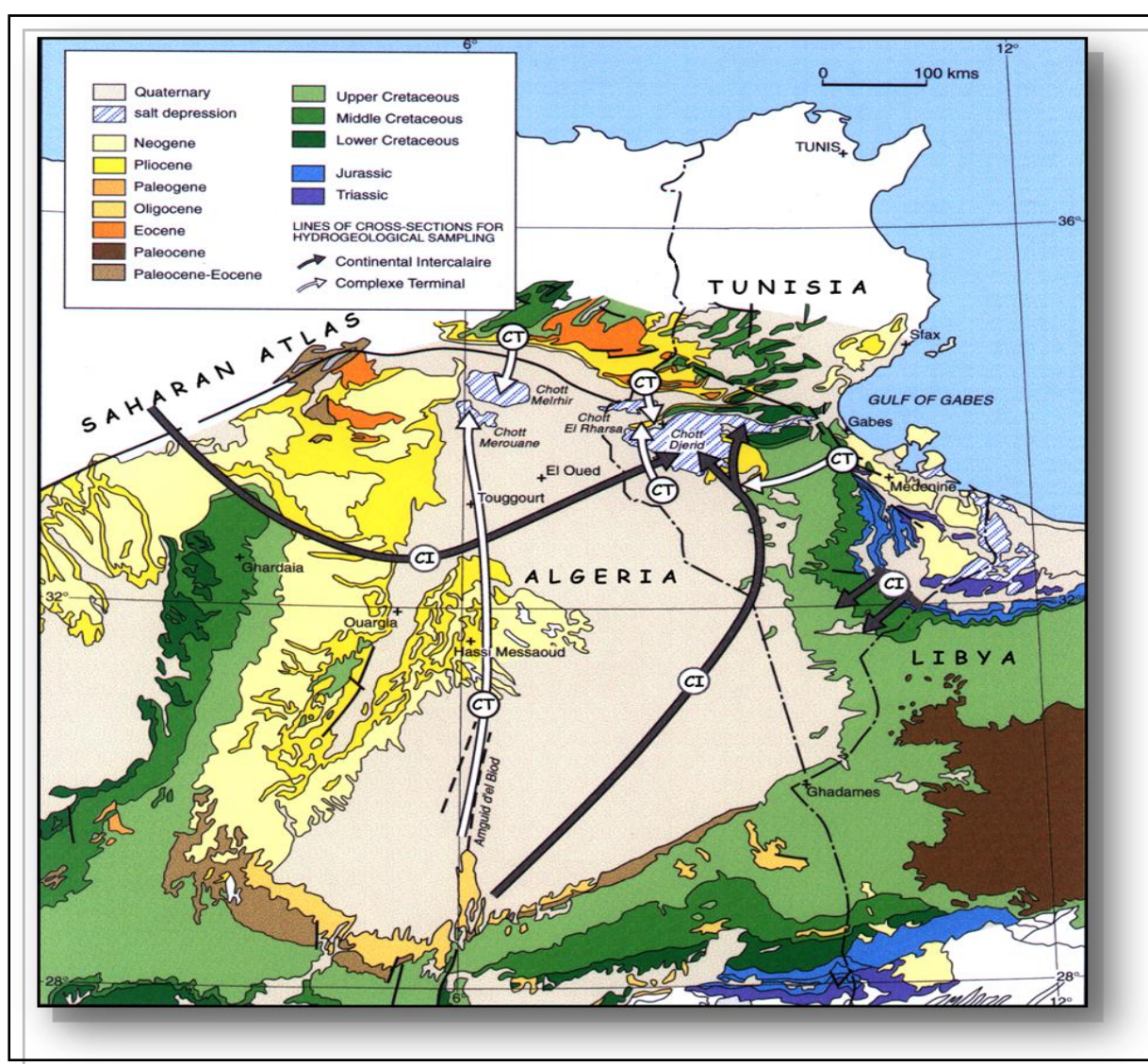


Figure i.8: Le Système Aquifère du Sahara Septentrional (Gendouz et al, 2003).

Nous avons vu également que l'étude hydrogéologique est un facteur très important pour la stabilité du réseau d'AEP.

I.8. SITUATION HYDRAULIQUE

I.8.1 Alimentation en eau potable

La zone d'étude a été alimentée à travers un château d'eau de 500 m³ au quartier Mohammed Boudiaf (après avoir déclassé le réservoir de 300 m³ à cause de leur détérioration), ce réservoir est alimenté à partir d'un forage dont les caractéristiques sont les suivantes (tableau i.2) :

Tableau i.2 : Caractéristiques de forage Hamraia F4.

NOM DE FORAGE		COORDONNEES				
		X	Y	Z		
Hamraia AEP F4		6° 13' 41"	34° 06' 35"	17		
PROF (m)	Année real	nappe	Debit (l/s)	res-sec(mg/l)	Usage h/j	état
517	1991	Pontien	15 Art	3154	AEP 24/j	Bon

Au cours de son utilisation, le débit de forage a chuté, et la pompe immergée a été choisit avec les caractéristiques suivantes (tableau i.3) :

Tableau i.3 : Caractéristiques de la pompe immergée.

POMPE	ANNEE	DEBIT	HMT	ETAT
IMMERGE	REAL	(L/S)	(m)	
AEP	2011	110	70	Bon

Le réseau d'eau potable de hamraia a été achevé en 1995, et a été élargi et renouvelé de plusieurs passages au cours de la période comprise entre 2007-2011, et d'une longueur totale de 13 891 m. Ce réseau est de type mixte (ramifié + maillée) et mise en place pour la distribution des eaux à la population avec des diamètres différents (200-160 - 125-110-90-63) mm, et en différents matériaux AC, PVC, PEHD.

Les canalisations ont été réalisées en différentes périodes 1993,1995, et 2001. La nature des conduites du réseau sont décrites par la figure i.9 :

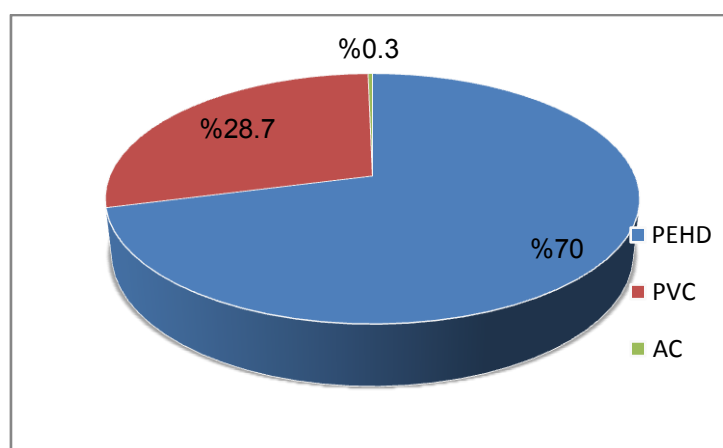


Figure i.9 : La proportion des matériaux constituant le réseau d'AEP.

La vue général du tracé en plan du réseau existant et l'emplacement des ouvrages est représentée par la figure i.10 :



Figure i.10 : Vue générale du tracé en plan de réseau d'AEP.

I.8.2 L'évacuation des eaux usées

La vallée du Souf est caractérisée par la prépondérance d'un assainissement individuel (autonome). Seules les agglomérations de la ville d'El-Oued et Guemar possèdent un semblant réseau d'assainissement, le reste des communes ainsi que Hamraia utilise jusqu'à présent

l'assainissement autonome (Boukerana, 2008). Les eaux utilisées sont collectées individuellement dans les fosses septiques. Cette situation a contribué à la suralimentation (remontée des eaux) et à la pollution de la nappe phréatique par le biais du rejeté des eaux usées (Rimini, 2006). Pour cela, on peut dire que le territoire du Souf ainsi que la zone d'étude souffrirait d'une grave pollution de l'environnement, ce qui rend l'apparition des maladies à transmission hydrique (choléra, l'hépatite, typhus, typhoïde ...). Le phénomène de la remontée des eaux est devenu critique.

I.9.CONCLUSION :

Dans ce chapitre nous avons défini les données nécessaires concernant la commune de hamraia, du point de vue topographique, géologique, climatologique, géographique ainsi que la situation hydraulique. Ces données vont nous servir de base pour l'élaboration de tout projet d'AEP.

Nous avons fait un rappel général sur le système de distribution de l'eau potable, avec un détail du réseau de distribution, car c'est sur ce dernier que va porter essentiellement notre étude.

Les différents problèmes et défaillances pouvant se manifester dans le réseau de distribution d'eau potable, la conception des nouveaux tronçons, la vérification du dimensionnement et la capacité de stockage, ainsi les solutions techniques et les améliorations proposés seront illustrés ultérieurement.

II.1. INTRODUCTION :

L'importance de l'eau dans l'économie humaine ne cesse de croître et l'approvisionnement en eau douce devient ainsi de plus en plus difficile, tant en raison de l'accroissement de la population et de son niveau de vie accéléré et des techniques industrielles et agricoles modernes.

Vu la dilapidation de ce capital précieux qui augmente du jour au lendemain, il est nécessaire même indispensable de prévoir une culture de l'eau, c'est à dire des méthodes rationnelles pour la réalisation des projets d'AEP, d'irrigation, de gestion et de distribution.

A partir de ce principe toute étude faite doit, dans notre cas AEP d'une agglomération urbaine, à la fois satisfaire le consommateur et répondre aux circonstances actuelles et futures, c'est la bonne estimation des besoins en eau potable.

II.2. ETUDE DES BESOINS EN EAU :

La satisfaction des besoins en eau d'une agglomération est basée sur le connaître de donner d'une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

L'estimation de l'eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle varie d'une période à autre et d'une agglomération à autre. Pour les différentes agglomérations.

Pour estimer la population on utilise la formule suivante :

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

Avec :

P_n : Est la population à l'horizon 2039.

P_0 : Population actuelle

τ : Taux d'accroissement de la population en 2.7 %

n : Nombre d'années séparant les deux horizons.

Selon le dernier recensement général de la population et de l'habitat effectué en 2008, la population de hamraia s'élève à $P = 5878$ habitants.

Alors l'évolution de la population sera comme suite :

Tableau ii.1: Répartition de la population à l'horizon d'étude.

Années	Taux d'accroissement	Population
2008	–	5878
2014	2.7	6896
2039	2.7	13423

II.3.ETUDE DES BESOINS EN EAU :

L'alimentation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixée pour chaque catégorie de consommateurs, cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur.

En plus de la situation économique du consommateur, la disponibilité des ressources, l'utilisation des équipements domestiques modernes et de l'activité industrielle qui influent sur la variation des besoins d'une agglomération, ces facteurs accusent une variation saisonnière. Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (l'augmentation de la population, équipements sanitaires, niveau de vie de la population...), elle diffère d'une période à autre et d'une agglomération à autre. Pour les différentes agglomérations.

Tableau ii.2: Variation de la dotation par rapport au nombre des habitants.

Nombre d'habitants	Dotation (l/j/hab)
<2000	125
<20000	150 à 200
20000 à 100000	200 à 300
>100000	300 à 400

Pour apprécier les besoins en eau il faut évaluer les deux variantes de consommation :

- ✓ Les besoins domestiques ;
- ✓ Les besoins d'équipement ;

Dans notre cas, nous proposons une dotation de 170 l/j/hab pour le reste du calcul.

II.4. les besoins domestiques :

La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière (dotation) par le consommateur exprimé en mètre cube par jour :

$$Q_{\text{moy j}} = d \cdot P_i / 1000 \quad (\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{\text{moy j}} = d \cdot P_i / 24 \times 3600 \quad (\text{L/S})$$

$Q_{\text{moy j}}$: consommation moyenne journalière en (m^3/j)

d : dotation journalière en (l/j/hab.)

N_i : nombre de consommateurs.

$$Q_{\text{moy j}} = 170 \times 13423 / 1000$$

$$Q_{\text{moy j}} = 2281.91 \quad (\text{m}^3/\text{j}).$$

$$Q_{\text{moy j}} = 26.41 \quad (\text{L/s}).$$

Le nombre d'habitant dans notre zone d'étude est de 13423 habitants (se trouve entre 10000 et 20000), pour cette raison on peut admettre une quantité de 170 l/j/hab où les besoins domestiques sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau ii.3: récapitule des besoins en eau potable.

Hamraia	Habitants future	Dotation (l/j/hab)	$Q_{\text{moy j}}$ futur (m^3/j)	$Q_{\text{moy j}}$ (l/s)
	13423	170	2281.91	26.41

La consommation moyenne journalière en (m^3/j) est :

$$Q_{\text{moy j}} = 2281.91 \text{ m}^3/\text{j}.$$

II.5. les besoins d'équipements :

Les équipements, sont les différents établissements des services publics : éducatifs, sanitaires, touristiques, administratifs.....etc. L'estimation se fait à base du nombre de personnes qui fréquentent le lieu et sur la dotation requise pour chaque activité, l'estimation des besoins d'équipements sont résumés dans le tableau ii.4:

Tableau ii.4 : l'estimation des besoins d'équipements :

Les exigences de qualité	Nombre	Unité	La consommation quotidienne moyenne de l'unité (l/j/hab)	La consommation quotidienne moyenne (m^3/j)
Établissements d'enseignement et des	2088	Personne	10	20.88

religieux				
Gestion des installations et en bonne santé	96	Journée de travail	50	4.80
différentes installations	19657	m ²	10	196.57
Total				222.25

II.6. estimation des besoins totaux :

Les besoins totaux regroupent les besoins domestiques et les besoins d'équipement, ces besoins sont représentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau ii.5: Les caractéristiques des besoins totaux.

Hamraia	Q _{moye j} (hab.) en m ³ /j	Q _{moye j} (éq) en m ³ /j	Q _{moye j} (total) m ³ /j	Q _{moye j} l/s
	2281.91	222.23	2504.16	28.98

Le réseau de distribution peut être en dommage à des pertes inévitables d'eau dues essentiellement au vieillissement des réseaux de distribution, fuites des canalisations, issues d'éventuels accidents et mal fermeture des robinets, entraînant des pénuries dans la quantité d'eau distribuée, nécessaire pour les consommateurs. Pour couvrir ce déficit, il faut gonfler les valeurs calculées précédemment (la consommation moyenne journalière) à des estimations diverses de (20 à 50%). Lorsque le réseau de notre étude proposé est neuf, on prend 20%, alors le débit moyen majoré est calculé comme suit :

$$Q_{\text{moye maj.}} = 1.2 \times Q_{\text{moye j}} (\text{m}^3/\text{j})$$

$$Q_{\text{moye j maj}} = 1.2 \times 2504.16$$

$$Q_{\text{moye j maj}} = 3004.99 \text{ m}^3/\text{j}.$$

$$Q_{\text{moye j maj}} = 34.77 \text{ l/s}.$$

Tableau ii.6: Récapitulation des débits moyen majoré pour la région d'étude.

Hamraia	Q _{moye j} en m ³ /j	Q _{moyejmaj} en m ³ /j	Q _{moyej maj} en l/s
	2504.16	3004.99	34.77

II.7. ETUDE DE LA VARIATION DES DEBITS :

Les débits de consommation sont soumis à plusieurs variations dans le temps, parmi ces variations :

- ✓ Variation annuelle et longtemps qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération.
- ✓ Variation mensuelle et saisonnière qui dépend de l'importance de la ville.
- ✓ Variation journalière qui dépend de jour de la semaine ou la consommation est plus importante.
- ✓ Variation horaire qui dépend du régime de consommation de la population.

II.7.1.Débit maximal journalier :

Le débit maximal journalier est défini comme étant le débit d'une journée où la consommation est maximale pendant une année. Il est donné par la formule suivante :

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moye } j \text{ maj.}} \times K_j \text{ (m}^3\text{/j)}.$$

$Q_{\max j}$: débit maximum journalier ;

$Q_{\text{moy } j \text{ maj}}$: débit moyen journalier majoré ;

K_j : coefficient d'irrégularité maximale des variations de la consommation journalière en tenant compte des gaspillages, des pertes et des erreurs d'estimations.

La valeur de K_j varie entre [1,1 et 1,4]. Pour notre cas on prend $K_j = 1,2$.

$$Q_{\max j} = Q_{\text{moy } j \text{ maj.}} \times K_j$$

$$Q_{\max j} = 3004.99 \times 1.2$$

$$Q_{\max j} = 3605.98 \text{ m}^3\text{/j}$$

Les valeurs du débit max journalier majoré sont résumées dans le tableau ii.7:

Tableau ii.7: Les valeurs du débit max journalier majoré :

Hamraia	$Q_{\text{moye } j \text{ maj}}$ en $\text{m}^3\text{/j}$	$Q_{\max j}$ en $\text{m}^3\text{/j}$	$Q_{\max}$ en l/s
	3004.99	3605.98	41.73

II.7.2.Débit de pointe :

Le débit qui varie considérablement dans la journée en fonction du mode de vie de la population et présente au maximum, appelé pointe. Il est nécessaire pour calculer le dimensionnement du réseau de distribution. La détermination de ce débit est donnée par la formule suivante :

$$Q_p = Q_{\text{moyj maj}} \times K_p \text{ (l/s)}$$

Q_p : le débit de pointe.

$Q_{\text{moyj maj}}$: le débit moyen majoré.

K_p : coefficient de pointe.

Calcul de coefficient de pointe K_p :

Il est calculé par cette formule : $K_p = \frac{K_{p1} + K_{p2}}{2}$

$$K_{p1} = 1.5 + \frac{2.5}{\sqrt{Q_{\text{moyj maj}}}}$$

$$Q_{\text{moyj maj}} = 34,77 \text{ l/s.}$$

$$K_{p1} = 1,5 + \frac{2.5}{\sqrt{34,77}}$$

$$K_{p1} = \underline{1,92}$$

$$K_{p2} = 2.6 - 0,4 \log (P_i/1000)$$

Tel que P : Nombre d'habitant.

$$K_{p2} = 2.6 - 0.4 \log (13423/1000)$$

$$K_{p2} = \underline{2,15}$$

$$\text{Donc: } K_p = \frac{1,92 + 2,15}{2}$$

$$\underline{K_p = 2,04}$$

Le débit de pointe devient :

$$Q_p = Q_{\text{moyj maj}} \times K_p \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$Q_p = 3004,99 \times 2,04$$

$$Q_p = 6130,18 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$Q_p = 6130,18 \times 1000 / (24 \times 3600)$$

$$Q_p = \underline{70,95 \text{ (l/s).}}$$

Tableau ii.8 : Récapitulation des débits de pointe pour la zone d'étude.

Hamraia	Q_{moyjmaj} en l/s	Kp1	Kp2	Kp	Q_p en m ³ /j	Q_p l/s
	34,77	1,92	2,15	2,04	6130,18	70,95

II.8. CONCLUSION :

Dans le but de connaître si notre débit fourni par les forages existents satisfait les besoins calculés ou non, il faut comparer entre les besoins et ce débit disponible, et voir est-ce qu'il y a un excès ou un déficit de débit. Ainsi, la consommation de pointe a été estimée de 70,95 (l/s) à l'horizon étudié.

On suppose comme hypothèse que le débit de ressource reste constant à l'horizon 2039. L'alimentation de la zone d'étude en eau potable est fournie par un forage du complexe terminal faiblement artésien (profondeur = 517m, débit mobilisé = 110 l/s).

III.1 .INTRODUCTION :

Un réservoir est un enveloppe contenant un liquide ce liquide est généralement de l'eau, soit potable parmi les liquides autre que l'eau le plus souvent les hydrocarbures. Les réservoirs peuvent êtres construits découverts ou contraire munis d'une coupe ou en dalle plate.

Dans le cas des réseaux d'eaux, le réservoir est un ouvrage intermédiaire entre les réseaux d'adductions et les réseaux de distributions. Ces derniers possèdent des débits non uniformes durant la journée ; d'où le rôle du réservoir qui permet de gérer les débits selon la demande.

III.2. ROLE DU RESERVOIR :

Les réservoirs constituent une réserve qui permet d'assurer aux heures de pointe le débit maximal demandé ; de plus il peut aussi :

- satisfaire les besoins en eau de l'agglomération.
- Permettre une marche plus uniforme des pompes.
- D'assurer aux heures de pointes le débit maximal demandé.
- Régulariser la pression dans le réseau de distribution.
- Maintenir l'eau à l'abri des risque de contamination et la préserve contre les fortes variations de température.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer une réserve d'incendie.
- Assurer les pressions nécessaires en tout point du réseau.
- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.

III.3. EMPLACEMENT DU RESERVOIR :

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème. On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la prise d'eau.

- Lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence en extrémité du réseau.
- La côte du radier doit être supérieure à la plus haute côte piézométrique exigée dans le réseau.
- L'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés par une pression suffisante.

III.4. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT :

La régularisation des débits (demande et apport), est posée sur les points suivants :

- Les installations et accessoires d'adduction permettant d'amener l'eau avec une régularisation importante.
- Le réservoir permet de stocker pendant les heures de faible consommation les différences entre les débits (adduction – distribution), et durant les heures de consommation maximum (heure de pointe) le déficit transitera du réservoir vers le réseau de distribution.

III.5. CLASSIFICATION DES RESERVOIRS :

D'après la situation et la topographie des lieux, les réservoirs peuvent être :

- Enterrés.
- Semi enterrés.
- Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- Circulaires.
- Carrés.
- Rectangulaires.

III.6. CONSTRUCTION DES RESERVOIRS :

Les matériaux employés dans la construction des réservoirs devront être choisis pour assurer leur parfaite étanchéité concurremment avec les conditions de leur mise en œuvre, et ne devront en aucun cas provoquer une altération des qualités de l'eau emmagasinée. A cet

effet, nous seront choisis pour la construction du réservoir des matériaux durable. D'après la nature des matériaux ils peuvent être :

- Métalliques
- En maçonnerie.
- En béton armé, ordinaire ou précontrainte.

Le béton armé présente l'avantage de ne pas être atteint par la rouille, tout en préservant l'eau des variations de température. Un accès avec un regard en double couverture et une échelle de sécurité sera prévu pour les voiles du réservoir.

Une ventilation convenablement choisis sera aménagée, conçus de façon à éviter l'entrée d'une certaine espèce nuisible (serpent, souris....etc.).

III.7 .LES EQUIPEMENTS DES RESERVOIRS :

III.7.1. Conduite d'adduction :

La conduite d'adduction à son débouché dans le réservoir doit pouvoir s'obturer quant l'eau atteint dans la cuve un niveau maximal. L'obturation va se faire par un robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire, ou par un dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

III.7.2. Robinet – flotteur :

Le réservoir équipé d'un robinet-flotteur qui obture la conduite d'arrivée lorsque le niveau maximum est atteint, et s'ouvre quant ce niveau est descendu.

III.7.3. Conduite du trop plein :

Cette conduite est destinée à empêcher de débordement du réservoir, elle ne comportera pas de robinet sur son parcours.

III.7.4.Disposition spéciales :

III.7.4.1. by-pass :

Elle relie la conduite d'adduction à celle de distribution [Figure iii.1]. Elle assure la distribution pendant le nettoyage du réservoir son fonctionnement est le suivant :

Normale : Les robinets-vannes 1 et 2 sont ouverts, et le 3^{ème} robinet est fermé

En BY-PASS : Les robinets-vannes 1 et 2 sont fermés, et le 3^{ème} robinet est ouvert :

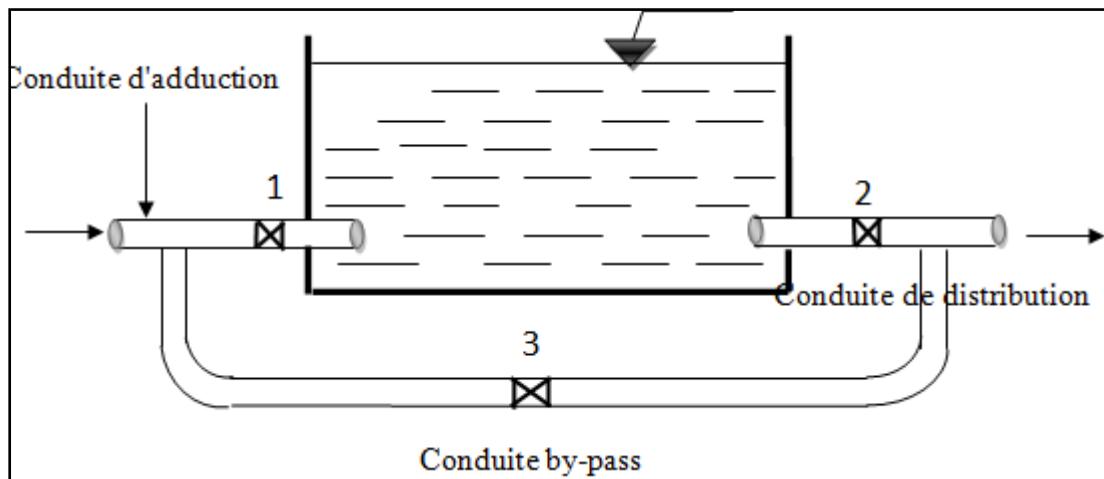


Figure iii.1 : Conduite de by pass

III.7.4.2. La réserve d'incendie :

Le réservoir contient toujours une quantité d'eau d'environ 120 m^3 stockée en cas d'incendie, on adopte ce dispositif pour que cette tranche reste dans le réservoir [Figure iii.2].

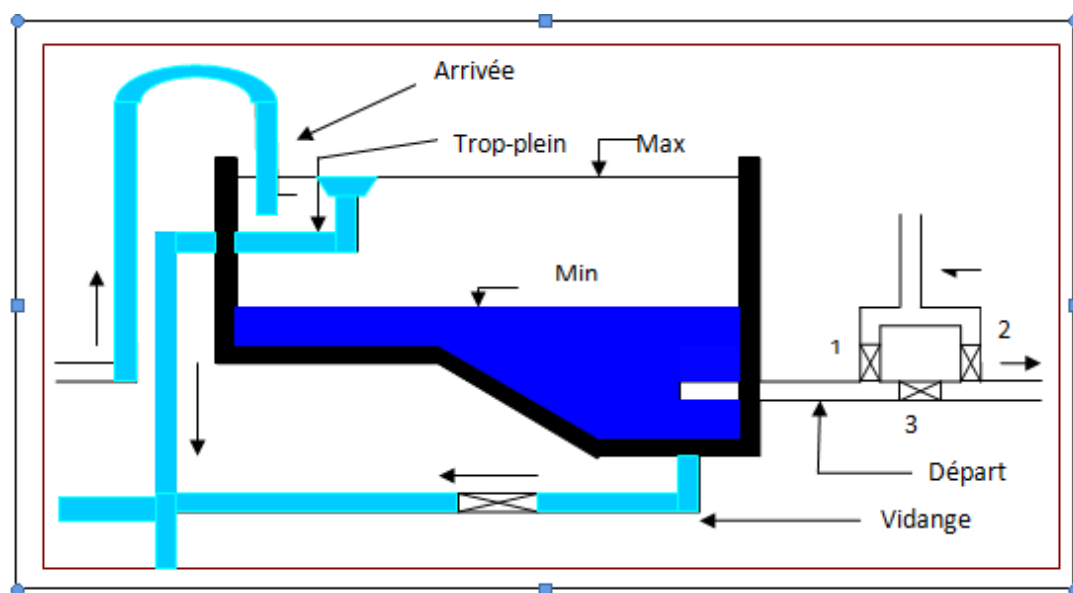


Figure iii.2 : Exemple d'une réserve d'incendie.

III.7.5. Conduite de vidange :

La conduite de vidange se trouve au point le plus bas du réservoir, elle permet la vidange du réservoir, à cet effet, le radier du réservoir est réglé en pente vers son origine. Elle est raccordée à la conduite de trop-plein et comporte un robinet-vanne.

III.7.6 .conduite de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 à 0.20 au dessus du radier en vue d'éviter l'entrée des boues ou des sables. La cuve le départ de la conduite sera prévu à l'opposé de l'arrivée, elle est menu d'un robinet.

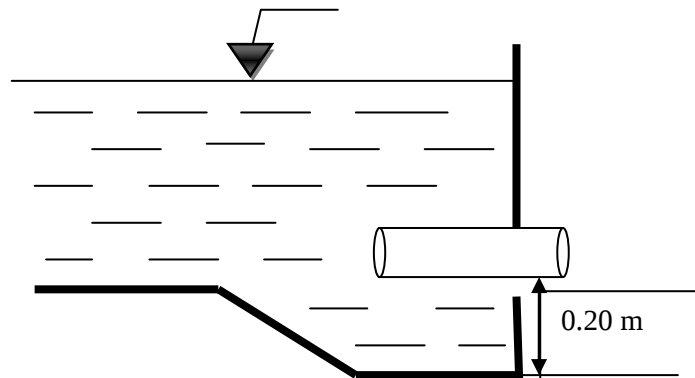


Figure iii.3 : La conduite de distribution.

III.7.7 .conduite de vidange :

Elle est placée au point le plus bas de réservoir, elle est raccordée sur la canalisation du trop plein, elle dispose d'une vanne.

III.8 CHOIX DU TYPE DE RESERVOIR :

Dans notre cas d'étude, nous avons choisi un réservoir circulaire et surélevé, vu l'importance de volume d'eau de ce type de réservoir et en raison des avantages qu'il présente.

III.9 CALCUL DE VOLUME DE RESERVOIR

Pour calculer la capacité de stockage, on prend en considération le débit d'apport et le débit de distribution, après on fait recours à l'opération de régularisation de la distribution.

En fin on obtient un volume des eaux excédentaires et un volume des eaux déficitaires, on ajoute après à ces volumes précités un volume de sécurité (V_s), et volume d'incendie (V_{inc}).

La relation suivante est présente le volume total de réservoir :

$$V_r = V_u + V_s + V_{inc} \dots\dots \text{III.1}$$

V_r : volume totale de réservoir.

$$V_u : \text{volume utile } V_u = | \max \Delta V^+ | + | \max \Delta V^- | \dots\dots\dots \text{III.2}$$

$$V_s : \text{volume de sécurité } V_s = (10 \text{ à } 15) \% (V_u + V_{inc}) \dots\dots\dots \text{III.3}$$

Généralement on prend $V_s = 12\% (V_u + V_{inc})$

$$V_{inc} : \text{volume incendie } V_{inc} = Q_{inc} \times t \dots\dots \text{III.4}$$

Q_{inc} : débit d'incendie (L/S); généralement égale à 17 L/S.

t : temps nécessaire pour combattre l'incendie on prend généralement $t = 2h$

sachant que le débit de distribution présenté par la relation suivant :

$$Q_{dis} = ch/100 \times Q_{app} (m^3/J) \dots\dots \dots \text{III.5}$$

Q_{dis} : débit de distribution.

ch : coefficient horaire.

Q_{app} : débit d'apport journalier.

$$Q_{app} = 24/t \times Q_{max} \dots\dots \dots \text{III.6}$$

Q_{max} : débit maximal

t : temps de pompage

En notre cas le débit maximal $Q_{max} = 3605.98 \text{ m}^3/j$, nous proposons d'étudier la capacité de stockage, en étudiant deux temps de pompage (temps un pompage discontinue de 16 heures et 20 heures).

a. Temps de pompage 16/24

$$Q_{app} j = (24/t) \times Q_{max} j \text{ (} t = 16h/24h \text{) } \text{ donc.}$$

$$Q_{app} j = 24/16 Q_{max} j = 24/16 (3605.98) = 5408.97 \text{ m}^3/j.$$

$$Q_{app} h = Q_{app} j / t = 5408.97/16 = 338.061 \text{ m}^3/h.$$

$$Q_{dis} = ch/100 \times Q_{app} (m^3/J) = ch \times 54.089$$

Le tableau suivant récapitule le dimensionnement de réservoir.

Le tableau iii.1 : estimation des besoins de stockage.

Heurs	Ch	$Q_{dis} \text{ m}^3/h$	$Q_{app} \text{ m}^3/h$	$Q_{dis} \text{ m}^3/h$	$Q_{app} \text{ m}^3/h$	Surplus	déficit
0-1	1	54.089	338.061	54.089	338.061	283.97	
1-2	1	54.089	338.061	108.178	676.122	567.94	
2-3	1	54.089	338.061	162.267	1014.183	851.91	
3-4	1	54.089	338.061	216.356	1352.244	1135.88	
4-5	2	108.178	338.061	324.534	1690.305	1365.77	
5-6	3	162.267	338.061	486.801	2028.366	1541.56	

6-7	5	270.445	338.061	757.246	2366.427	1609.18	
7-8	6.5	351.578	338.061	1108.824	2704.488	1595.66	
8-9	6.5	351.578	338.061	1460.402	3042.549	1582.14	
9-10	5.5	297.489	338.061	1757.891	3380.61	1622.71	
10-11	4.5	243.400	338.061	2001.291	3718.671	1717.38	
11-12	5.5	297.489	0	2298.78	3718.671	1419.89	
12-13	7	378.623	0	2677.403	3718.671	1041.26	
13-14	7	378.623	0	3056.026	3718.671	662.64	
14-15	5.5	297.489	0	3353.515	3718.671	365.15	
15-16	4.5	243.400	0	3596.915	3718.671	121.75	
16-17	5	270.445	0	3867.36	3718.671		-148.68
17-18	6.5	351.578	0	4218.938	3718.671		-500.26
18-19	6.5	351.578	0	4570.516	3718.671		-851.84
19-20	5	270.445	338.061	4840.961	4056.732		-784.22
20-21	4.5	243.400	338.061	5084.361	4394.793		-689.56
21-22	3	162.267	338.061	5246.628	4732.854		-513.77
22-23	2	108.178	338.061	5354.806	5070.915		-283.89
23-24	1	54.089	338.061	5408	5408		0

$$V_u = \left| \max \Delta V^+ \right| + \left| \max \Delta V^- \right|$$

$$V_u = \left| 1717.38 \right| + \left| 851.84 \right| = 2569.22 \text{ m}^3$$

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc})$$

$$V_{inc} = 17 (2 \times 3600) \times 10^{-3} = 122.4 \text{ m}^3$$

$$V_s = 0.12 (2569.22 + 122.4) = 322.99 \text{ m}^3$$

$$V_r = V_u + V_s + V_{inc}$$

$$V_r = 2569.22 + 322.99 + 122.4 = 3014.61 \text{ m}^3$$

b. Temps de pompage 20/24 :

$$Q_{app} j = (24/t) \times Q_{max} j \quad (t = 20h/24h) \quad \text{donc.}$$

$$Q_{app} j = 24/20 Q_{max} j = 24/20 (3605.98) = 4327.068 \text{ m}^3/j.$$

$$Q_{app} h = Q_{app} j / t = 4327.068 / 20 = 216.3534 \text{ m}^3/h.$$

$$Q_{dis} = ch/100 \times Q_{app} (\text{m}^3/J) = ch \times 43.27$$

Le tableau suivant récapitule le dimensionnement de réservoir.

Le tableau iii.2 : estimation des besoins de stockage.

Heurs	Ch	Qdis m ³ /h	Qappm ³ /h	Q dis m ³ /h	Qapp m ³ /h	Surplus	déficit
0-1	1	43.27	216.3534	43.27	216.353	173.08	
1-2	1	43.27	216.3534	86.54	432.706	346.16	
2-3	1	43.27	216.3534	129.81	649.060	519.25	
3-4	1	43.27	216.3534	173.08	865.413	692.33	
4-5	2	86.54	216.3534	259.65	1081.767	822.11	
5-6	3	129.81	216.3534	389.43	1298.120	908.69	
6-7	5	216.35	216.3534	605.78	1514.473	1007.69	
7-8	6.5	281.255	216.3534	887.035	1730.827	843.79	
8-9	6.5	281.255	216.3534	1168.29	1947.180	778.89	
9-10	5.5	237.985	216.3534	1406.275	2163.534	757.25	
10-11	4.5	194.715	216.3534	1600.99	2379.887	778.89	
11-12	5.5	237.985	0	1838.975	2379.887	540.91	
12-13	7	302.89	0	2141.865	2379.887	238.01	
13-14	7	302.89	0	2444.755	2379.887		-64.86
14-15	5.5	237.985	0	2682.74	2379.887		-302.85
15-16	4.5	194.715	216.3534	2877.455	2596.240		-281.21
16-17	5	216.35	216.3534	3093.805	2812.594		-281.21
17-18	6.5	281.255	216.3534	3375.06	3028.947		-346.11
18-19	6.5	281.255	216.3534	3656.315	3245.301		-411.01
19-20	5	216.35	216.3534	3872.665	3461.654		-411.01
20-21	4.5	194.715	216.3534	4067.38	3678.007		-389.37
21-22	3	129.81	216.3534	4197.19	3894.361		-302.82
22-23	2	86.54	216.3534	4283.73	4110.714		-173.01
23-24	1	43.27	216.3534	4327	4327		0

$$V_u = \left| \max \Delta V^+ \right| + \left| \max \Delta V^- \right|$$

$$V_u = \left| 1007.69 \right| + \left| 411.01 \right| = 1418.7$$

$$V_s = 12\% (V_u + V_{inc})$$

$$V_{inc} = 17 (2 \times 3600) \times 10^{-3} = 122.4 \text{ m}^3$$

$$V_s = 0.12 (1418.7 + 122.4) = 184.93 \text{ m}^3$$

$$V_r = V_u + V_s + V_{inc}$$

$$V_r = 1418.7 + 184.93 + 122.4 = 1726.03 \text{ m}^3$$

c. Étude de capacité de stockage à différents horizons (pompage 20/24)

Nous avons choisi un temps de pompage de 20/24 pour l'étude des besoins de stockage aux années futures. Le tableau suivant résume l'évolution des besoins de stockage de la ville étudiée.

Tableau iii.3 : l'évolution des besoins de stockage de la ville étudiée.

Terme	besoin de stockage	Capacité actuelle	Différence
2008	727.19	500	227.19
2014	829.30	500	329.30
2025	927.45	500	427.45
2039	1726.03	500	1226.03

D'après les données fournis par la DRE et les résultats obtenus, nous avons pu observer que la commune de Hamraia présente un excédent au niveau des ressources existant jusqu'au 2039 (un débit de 110 l/s), et un déficit de stockage considérable variant de 227 m³ à 1226 m³.

Pour cela nous avons proposé de renforcer les ouvrages de stockage par un autre réservoir surélevé, afin d'assurer une bonne alimentation des abonnés, ce qui assurera l'alimentation de la partie sud-ouest (secteur II) de la ville. Le château d'eau existant sera couvrir les besoins de la population de la partie Nord- Est de la ville (secteur I). Nous avons proposé un raccordement entre les deux secteurs à l'aide d'une vanne de sectionnement (en cas de panne ou pour assurer la distribution permanente lors de nettoyage de l'un des deux châteaux).

Le château d'eau projeté d'une capacité de 500 m³ pour couvrir les besoins de la population après 5 ans, ce dernier sera implanté au lieu de l'ancien réservoir déclassé de 300 m³ (voir plan N°1).

Après la détermination de la capacité du château d'eau, on va dimensionner ce dernier. Les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V = S \times H \dots\dots\dots (III.3).$$

Sur la base de leur forme circulaire la relation peut être comme suite :

$$V = (\pi D^2 / 4) \times H \dots\dots\dots (III.4).$$

Ou :

V : volume de réservoir en (m³).

S : section horizontal de réservoir en (m²).

D : diamètre de réservoir en (m).

H : hauteur d'eau dans le réservoir en (m).

La hauteur optimale d'eau utile peut être variée entre 3 et 6m, cette hauteur peut atteindre 7 à 8m dans les grands ouvrages. On prend une hauteur de 5 m à notre cas.

On détermine en conséquence le diamètre de réservoir par la relation :

$$D = \sqrt{\frac{4.V}{\pi H}} \dots\dots\dots(\text{III.5}).$$

Alors : $D = (4V/3.141H)^{1/2}$.

$D = (4 \times 500 / 3.141 \times 5)^{1/2} = (2000 / 15.7)^{1/2} = 11.28 \text{ m} \approx 12 \text{ m}$.

Donc le diamètre est égal 12 m.

et : $S_H = V/H = 500/5 = 100 \text{ m}^2$.

Alors, la hauteur de réserve d'incendie est déterminée par :

$H_{\text{inc}} = V_{\text{inc}} / S_H \dots\dots\dots(\text{III.6}).$

$H_{\text{inc}} = 120 / 100 = 1.2 \text{ m}$.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau iii.4: Les caractéristiques de réservoir.

Volume (m ³)	Section (m ²)	Hauteur d'eau (m)	Diamètre (m)	Volume d'incendie (m ³)	Hauteur d'incendie (m)
500	100	5	12	120	1.2

III.9.3 Détermination de la côte du radier du château :

On calcule la côte du radier de réservoir comme suit :

$$CR = CTN + H + Ps + hs + \Delta H \dots\dots\dots(\text{III.7}).$$

CTN: Côte du terrain au point le plus élevé.

H : Hauteur donnée en fonction du nombre d'étage (tableau III .3).

Ps : Colonne d'eau supplémentaire tenant compte des appareils utilisant l'eau (exp : chauffe bain...). Estimé à (3-5) m, on prend 4m.

hs : Perte de charge singulière estimé à (2-4) m, on prend $h_s = 2\text{m}$

ΔH : Perte de charge linéaire (conduit de distribution R-1), on suppose que $v = 1\text{m/s}$.

Tableau iii.5 : Variation de hauteur en fonction de nombre d'étage.

N° d'étage	Hauteur (m)
R+1	3-5
R+2	6-8
R+3	10-13
R+4	14-16
R+5	17-20

La détermination de perte de charge ΔH est donné par la formule :

$$\Delta H = J \times L \dots \dots \dots (\text{III.8}).$$

J : perte de charge unitaire.

L : longueur de conduite entre le réservoir et le point critique en m.

La détermination de la perte de charge unitaire est par la formule :

$$J = \lambda \frac{V^2}{2gD} \dots \dots \dots (\text{III.9}).$$

λ : coefficient de frottement.

V : vitesse d'écoulement en m/s.

D : diamètre de la conduite en m, égale 0.2 pour notre cas.

Il existe plusieurs formules pour la détermination du coefficient de frottement, la plus utilisée en hydraulique est celle de cool brook.

$$\text{Formule de cool brook : } 1/\lambda^{0.5} = -2 \log (\varepsilon/3.7D + 2.51/R_e \lambda^{0.5}) \dots \dots \dots (\text{III.10}).$$

$$R_e : \text{nombre de Reynolds calculé par la formule : } R_e = V \times D / \sigma \dots \dots \dots (\text{III.11}).$$

σ : viscosité cinématique, pour l'eau on a ($\sigma = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ à $t=20^\circ\text{C}$).

Pour la première détermination de coefficient de frottement on utilise la formule de Nikluradzi :

$$\lambda_0 = [1.14 - 0.86 \ln (\varepsilon/D)]^{-2} \dots \dots \dots (\text{III.12}).$$

ε : la rugosité de la conduite, est égale à 10^{-4}m pour une conduite neuve.

Alors :

$$\lambda_0 = [1.14 - 0.86 \ln (10^{-4} / 0.2)]^{-2} = [1.14 - 0.86 \ln(0.0005)]^{-2} = [8.74]^{-2} = 0.013.$$

Donc, la variation de λ comme suite :

- λ_1

$$1/\lambda_1^{0.5} = -2 \log (\varepsilon/3.7D + 2.51/R_e \lambda_0^{0.5}).$$

Pour une vitesse de 1m/s la valeur de $R_e = 1 \times 0.2 / 10^{-6} = 200000$.

$$1/\lambda_1^{0.5} = -2 \log (10^{-4}/3.7 \times 0.2 + 2.51/200000 \times 0.114) = -2 \log (1.35 \times 10^{-4} / 22800) = 7.221.$$

$$\lambda_1^{0.5} = 1/7.221 = 0.1384 \Leftrightarrow \lambda_1 = \mathbf{0.0191}.$$

$$\bullet \lambda_2$$

$$1/\lambda_2^{0.5} = -2 \log (\varepsilon/3.7D + 2.51/R_e \lambda_1^{0.5}) \Leftrightarrow 1/\lambda_2^{0.5} = -2 \log (1.35 \times 10^{-4} + 2.51/200000 \times 0.0191^{0.5}) = 7.2925 \Leftrightarrow \lambda_2^{0.5} = 0.1371 \Leftrightarrow \lambda_2 = \mathbf{0.0188}.$$

$$\bullet \lambda_3$$

$$1/\lambda_3^{0.5} = -2 \log (\varepsilon/3.7D + 2.51/R_e \lambda_2^{0.5}) \Leftrightarrow 1/\lambda_3^{0.5} = 7.29 \Leftrightarrow \lambda_3 = \mathbf{0.0188}.$$

Donc, la valeur de $\lambda = \lambda_3 = \mathbf{0.0188}$, et la valeur de perte de charge unitaire est égale :

$$J = \lambda V^2 / 2 g D \Leftrightarrow J = 0.0188 \times 1 / 2 \times 9.81 \times 0.2 = 0.0048.$$

La perte de charge linéaire $\Delta H = L \times J = 144.50 \times 0.0048 = 0.69$ m.

On prend un nombre d'étage égale à R+3 alors H= 10 m (d'après le tableau 16)

Donc, la côte du radier est égale :

$$\mathbf{CR = 100.7 \text{ m} + 10 \text{ m} + 4 \text{ m} + 2 \text{ m} + 0.69 = 117.39 \text{ m}.$$

La hauteur de château : $117,39 - 100,7 = 16,69$ m, donc on doit assurer une hauteur de 17 m au minimum.

III.10. CONCLUSION :

Dans ce chapitre, nous avons étudiée la capacité de stockage de la ville de Hamraia en tenant compte les ouvrages existants et la demande future à différents horizons.

D'après les résultats de calcul, on a arrivé à proposer un château d'eau à la place de l'ancien réservoir d'une capacité de 500 m^3 , qui assurera l'alimentation de la partie sud-ouest de la ville, et sera couvrir les besoins de la population après 5 ans (court terme).

Nous avons vu également que les réservoirs ont un rôle très important (stockage et distribution), pour cela ils nécessitent une surveillance régularisée et un entretien périodique concernant le nettoyage du cuve. Il convient donc de bien concevoir et de bien réaliser (assurant l'étanchéité) afin qu'ils remplissent toutes les fonctions requises d'une manière durable.

IV.I 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.

Ce chapitre consiste à projeter des améliorations en se basant sur les modifications à entreprendre dans le réseaux de distribution actuel d'une part, et les extensions prévus à ce jour par le plan d'aménagement d'autre part.

Ainsi établir des calculs hydrauliques pour vérifier le dimensionnement de réseau, et trouver les solutions convenables, à fin d'assurer la bonne gestion du système de (production, stockage, et distribution) de l'eau potable.

Le but est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums.

IV.2 LES TYPES DE RESEAU :

Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types des réseaux de distribution suivant :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau mixte.

IV.2.1 Réseaux maillés :

Pour la distribution en eau dans les agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation, se sont les réseaux maillés. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines.

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. La Figure 15 présente un exemple d'un réseau maillé.

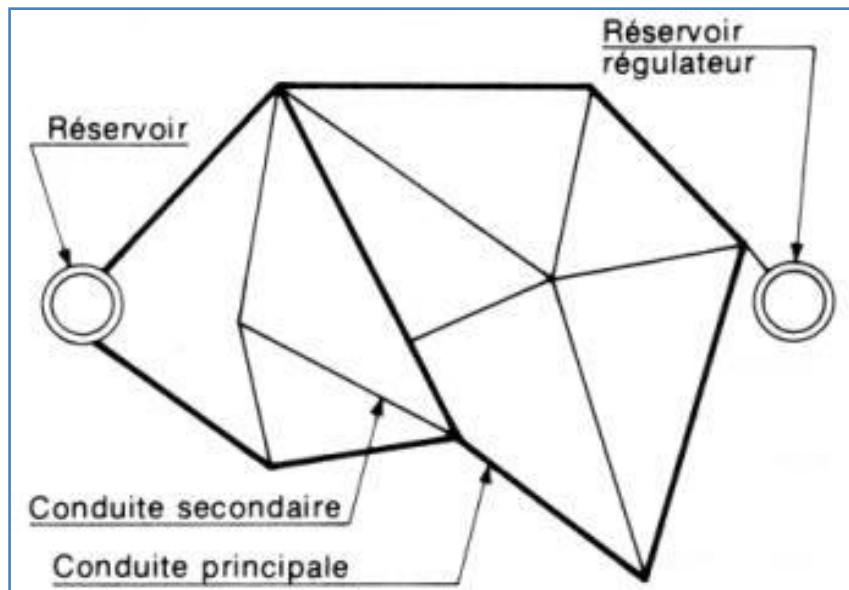


Figure iv.1 : Réseau maillé

Ce type de réseau présente les avantages suivants :

- Permettant une alimentation en retour ;
- En cas d'accident sur un tronçon, il poursuit l'alimentation des abonnés en aval ;
- Bien qu'il soit plus coûteux, il procure beaucoup plus de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

IV.2.2 Réseaux ramifié :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales [Figure 16]. Leur inconvénient est, que dans les conduites il n'y a qu'un seul cheminement possible, en cas d'incident sur la conduite principale, toute la partie aval sera privée d'eau.

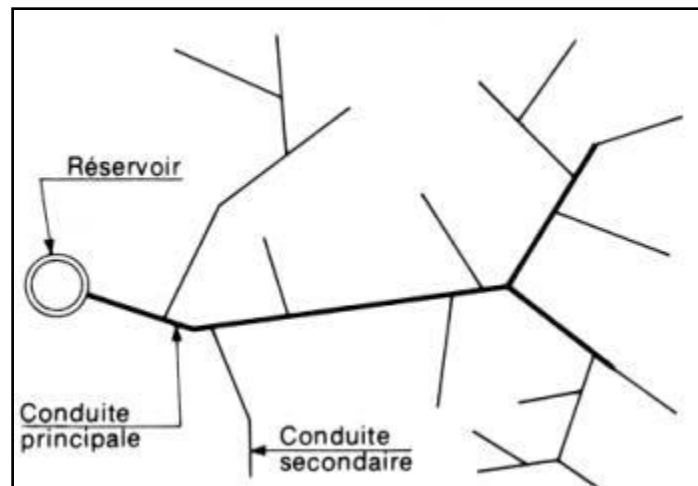


Figure iv.2 : Réseau ramifié

IV.2.3 Réseaux mixte :

C'est un réseau intermédiaire comportant à la fois les deux types cités précédemment. Il offre globalement les mêmes avantages hydrauliques que le réseau maillé. Cependant grâce à la réduction des pièces spéciales utilisées au niveau des intersections telles que les croix et les Tés, on aboutit généralement à des coûts de construction moins élevés que précédemment.

Nous avons conçu notre réseau de distribution en réalisant un réseau mixte du fait de la grandeur de l'agglomération et des différents avantages économiques qu'offre un tel réseau.

IV.3 CONCEPTION D'UN RESEAU

Pour concevoir un réseau de distribution, il faut prendre en compte un certain nombre des facteurs, qui peuvent influencer sur le réseau parmi les quels, nous avons :

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

IV.4 PRINCIPE DE TRACE D'UN RESEAU :

Pour tracer le réseau, il y a un certain nombre de conditions qu'il faut respecter :

- Choisir le lien de consommation principale.
- Déterminer le sens principal de masse ou des quantités totales d'eau.
- Tracer les conduites maitresses parallèles entre elles, ces conduites doivent être situées sur les côtes géodésiques les plus élevées pour bien répartir l'eau.

- Il faut tracer les conduites maitresses à travers les quartiers les quelles il faut prévoir les lignes secondaires.

IV.5 CHOIX DES MATERIAUX DES CONDUITES :

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression supportée, de l'agressivité du sol et de l'ordre économique (cout et disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes...etc.).

Parmi les matériaux utilisés en Algérie, on peut citer : l'acier, la fonte et PVC, et dernièrement le PEHD.

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

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

IV.5.1 Conduites en fonte :

Présentent plusieurs avantages :

- Bonne résistance aux forces internes.
- Bonne résistance à la corrosion.
- Très rigides et solides

L'inconvénient est que les conduites en fonte sont très lourds, très chers et ne sont pas disponible sur le marché.

IV.5.2 Conduites en acier :

Les conduites en acier sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où l'économie sur le transport et la pose, bonne résistance aux contraintes (choc et écrasement), mais leur inconvénient est la corrosion.

IV.5.3 Conduites en PVC (Polychlorure de vinyle non plastifié)

- Bonne résistance à la corrosion
- Disponible sur le marché
- Une pose de canalisation facile

Leur inconvénient est le risque de rupture.

IV.5.4 Conduites en PEHD (Polyéthylène haut densité)

L'utilisation du polyéthylène (PE) pour le transport des fluides s'est aujourd'hui largement généralisée au niveau mondial. Ses caractéristiques chimiques et physiques ont fait un matériau de choix pour les réseaux d'adduction et de distribution d'eau potable. Le type de PE servant à fabriquer les conduites d'eau pression est appelé ; haute densité, d'où l'appellation PEHD (HDPE en anglais).

Comme les autres conduites en matière plastique leur avantage comme suit :

- Lisses, faibles pertes de charge.
- Inoxydable.
- Légers.

Avec autres spécifique sans dernières qu'ils sont représentés les conduites en PEHD sont :

- Présence en grande longueur : rouleaux de 25m, 50m, 100m voire 200m dans les petits diamètres.
- Temps de pose diminué.
- Facilité de mise en œuvre sur les chantiers.
- Grande souplesse.
- Résistance aux chocs et aux mouvements de terrain largement supérieure au PVC.
- Solidité et étanchéité totale des joints thermo fusion.
- Possibilité de faire des économies sur la fouille.
- Disponible sur le marché.
- Rapidité et la sécurité de réalisation.
- Choix de résistance à la pression.

Finalement, c'est le choix optimal pour la réalisation des réseaux de distribution. Pour cet effet, nous avons utilisé ce matériau dans notre cas d'étude pour les tronçons projetés.

IV.6 CALCUL HYDRAULIQUE

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau maillé.
- On calcule les débits route pendant les heures considérées (l'heure de pointe, l'heure d'incendie).
- On détermine le débit spécifique en considérant les débits en route.
- Sachant le débit spécifique ; on détermine les débits supposé concentrés aux nœuds.

• IV.6.1 Détermination des débits :

IV.6.1.1 débit spécifique :

Pour le calcul on admet l'hypothèse selon laquelle les besoins domestiques répartis régulièrement sur la longueur du réseau de distribution. En utilisant le débit spécifique en l/s/ml. Le débit spécifique qui est fonction du linéaire se calcule comme suit :

$$Q_{sp} = Q_p / \sum L \dots\dots\dots (IV.1)$$

Avec:

Q_{sp} : débit spécifique .

Q_p = débit de pointe en l/s calculé au chapitre II .

$\sum L$ = somme des longueurs du réseau.

Les calculs de ces dernières valeurs sont donnés dans le tableau 17.

Tableau iv.1 : Détermination de débit spécifique.

Région	Débit de pointe (l/s)	La Somme des longueurs (m)	Débit spécifique (l/s/ml)
HAMRAIA	70.95	7644.36	0.0092813

IV.6.1.2 Débit en route

Le débit en route de chaque tronçon est le produit de débit spécifique par la longueur, il est donné par la formule suivante :

$$Q_r = Q_{sp} \times L_i \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

Q_r : débit en route.

Q_{sp} : débit spécifique.

L_i : la longueur de tronçon.

IV.6.1.3 Débit aux nœuds :

C'est le débit concentré en chaque point de jonction des conduites du réseau, il est déterminé comme suit :

$$Q_n = 0.5 \sum Q_r + \sum Q_e \dots\dots\dots (IV.3)$$

Q_n : débit au nœud i (l/s).

ΣQ_r : la somme des débits en route des tronçons reliés au nœud i (l/s).

ΣQ_c : la somme des débits concentrés au nœud i (l/s).

Dans le cas de pointe le débit concentré est égale à 0.

Le calcul de débit aux nœuds est donné dans le tableau 18.

Tableau iv.2 : Détermination de débit aux nœuds (cas de pointe).

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	ΣQ_r (l/s)	Qn (l/s)
1	R--1	183.97	0,0092813	1.7074	14.7424	7.3712
	1--2	359.9	0,0092813	3.3403		
	1--4	785	0,0092813	7.2858		
	1--5	324.2	0,0092813	3.0089		
2	1--2	359.9	0,0092813	3.3403	10.6854	5.3427
	2--3	326.4	0,0092813	3.0294		
	6--2	354.3	0,0092813	3.2883		
	2--16	110.7	0,0092813	1.0274		
3	2--3	326.4	0,0092813	3.0294	6.6036	3.3018
	3--4	385.1	0,0092813	3.5742		
4	4--1	785	0,0092813	7.2858	10.86	5.43
	3--4	385.1	0,0092813	3.5742		
5	1--5	324.2	0,0092813	3.0089	8.2407	4.1203
	5--8	294.4	0,0092813	2.7324		
	5--6	269.3	0,0092813	2.4994		
6	5--6	269.3	0,0092813	2.4994	8.4393	4.2196
	7--6	285.7	0,0092813	2.6516		
	6--2	354.3	0,0092813	3.2883		
7	8--7	270.9	0,0092813	2.5143	5.1659	2.5829
	7--6	285.7	0,0092813	2.6516		
8	5--8	294.4	0,0092813	2.7324	5.2467	2.6233
	8--7	270.9	0,0092813	2.5143		

9	R--9	100	0,0092813	0.9281	2.6103	1.3051
	9—17	30.56	0,0092813	0.2836		
	10--9	150.7	0,0092813	1.3986		
10	10—9	150.7	0,0092813	1.3986	3.8869	1.9434
	11--10	268.1	0,0092813	2.4883		
11	12--11	177.2	0,0092813	1.6446	4.1329	2.0664
	11--10	268.1	0,0092813	2.4883		
12	15—12	208.9	0,0092813	1.9388	9.1548	4.5774
	13—12	337.6	0,0092813	3.1333		
	12--11	177.2	0,0092813	1.6446		
	17--12	262.7	0,0092813	2.4381		
13	13—12	337.6	0,0092813	3.1333	4.9663	2.4831
	14--13	197.5	0,0092813	1.8330		
14	15—14	300	0,0092813	2.7843	4.6173	2.3086
	14--13	197.5	0,0092813	1.8330		
15	16—15	474.3	0,0092813	4.4021	9.1252	4.5626
	15—14	300	0,0092813	2.7843		
	15--12	208.9	0,0092813	1.9388		
16	2—16	354.3	0,0092813	3.2883	11.1254	5.5627
	16—15	474.3	0,0092813	4.4021		
	17--16	370.1	0,0092813	3.4350		
17	9—17	30.56	0,0092813	0.2836	6.1567	3.0783
	17--12	262.7	0,0092813	2.4381		
	17--16	370.1	0,0092813	3.4350		

IV.6.2 Calcul des débits aux nœuds (cas de pointe + incendie)

Pour ce cas, nous avons considéré que l'incendie aura lieu au nœud 12, à une valeur de 16.67 l/s . C'est à dire le débit dans ce nœud + 16,67 l/s, les calculs de cette cas est représenté dans le tableau suivant :

Tableau iv.3 : Détermination du débit aux nœuds (cas de pointe + incendie)

Nœuds	Tronçons	Longueur (m)	Qsp (l/s/ml)	Qr (l/s)	ΣQr (l/s)	Qn (l/s)	Qc (l/s)
1	R--1	183.97	0,0092813	1.7074	14.7424	7.3712	--
	1--2	359.9	0,0092813	3.3403			
	1--4	785	0,0092813	7.2858			
	1--5	324.2	0,0092813	3.0089			
2	1--2	359.9	0,0092813	3.3403	10.6854	5.3427	--
	2—3	326.4	0,0092813	3.0294			
	6--2	354.3	0,0092813	3.2883			
	2--16	110.7	0,0092813	1.0274			
3	2--3	326.4	0,0092813	3.0294	6.6036	3.3018	--
	3--4	385.1	0,0092813	3.5742			
4	4--1	785	0,0092813	7.2858	10.86	5.43	--
	3--4	385.1	0,0092813	3.5742			
5	1--5	324.2	0,0092813	3.0089	8.2407	4.1203	--
	5—8	294.4	0,0092813	2.7324			
	5--6	269.3	0,0092813	2.4994			
6	5—6	269.3	0,0092813	2.4994	8.4393	4.2196	--
	7—6	285.7	0,0092813	2.6516			
	6--2	354.3	0,0092813	3.2883			
7	8--7	270.9	0,0092813	2.5143	5.1659	2.5829	--
	7--6	285.7	0,0092813	2.6516			
8	5—8	294.4	0,0092813	2.7324	5.2467	2.6233	--
	8--7	270.9	0,0092813	2.5143			
9	R--9	100	0,0092813	0.9281	2.6103	1.3051	
	9—17	30.56	0,0092813	0.2836			
	10--9	150.7	0,0092813	1.3986			
10	10—9	150.7	0,0092813	1.3986	3.8869	1.9434	--
	11--10	268.1	0,0092813	2.4883			
11	12--11	177.2	0,0092813	1.6446	4.1329	2.0664	--

	11--10	268.1	0,0092813	2.4883			
12	15—12	208.9	0,0092813	1.9388	9.1548	<u>21.24</u>	<u>16.67</u>
	13—12	337.6	0,0092813	3.1333			
	12--11	177.2	0,0092813	1.6446			
	17--12	262.7	0,0092813	2.4381			
13	13—12	337.6	0,0092813	3.1333	4.9663	2.4831	--
	14--13	197.5	0,0092813	1.8330			
14	15—14	300	0,0092813	2.7843	4.6173	2.3086	--
	14--13	197.5	0,0092813	1.8330			
15	16—15	474.3	0,0092813	4.4021	9.1252	4.5626	--
	15—14	300	0,0092813	2.7843			
	15--12	208.9	0,0092813	1.9388			
16	2—16	354.3	0,0092813	3.2883	11.1254	5.5627	--
	16—15	474.3	0,0092813	4.4021			
	17--16	370.1	0,0092813	3.4350			
17	9—17	30.56	0,0092813	0.2836	6.1567	3.0783	--
	17--12	262.7	0,0092813	2.4381			
	17--16	370.1	0,0092813	3.4350			

IV.6.3 Détermination des diamètres avantageux :

Puisque l'incendie se rencontre rarement, et pour ne pas surdimensionner les conduites le dimensionnement se fait en cas de pointe et non pas en cas de pointe plus incendie.

Pour cette raison nous avons déterminé le débit arbitraire pour chaque tronçon pour déterminer les diamètres avantageux (écoulement gravitaire), en se basant sur le tableau suivant qui donnent les diamètres avantageux en fonction des débits limites.

Tableau iv.4 : diamètres avantageux en fonction des débits limites.

Diamètres (mm)	Débits limites (l/s)
50	< 2.19
75	2.2 à 5.2
100	5.2 à 9.1
125	9.1 à 13.8
150	13.8 à 23.6
200	23.6 à 44
250	44 à 71
300	71 à 103
350	103 à 144
400	144 à 217
500	217 à 505

IV.6.4 Vérification de la vitesse dans le réseau :

On doit vérifier la vitesse au niveau de chaque tronçon à l'aide de l'équation de continuité, cette vitesse doit être comprise dans l'intervalle [0.5-1.5 m/s], même jusqu'à 2 m/s et ce pour éviter :

- L'accumulation des dépôts solides.
- L'érosion des conduites.
- L'effet du régime transitoire.

Tableau iv.5 : Détermination des diamètres avantageux

Tronçon	départ	arrivé	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	vitesse (m/s)
1	R	1	183.97	36.02	200	1.15
2	1	2	359.9	6.12	125	0.50
3	1	4	785	7.69	160	0.38
4	1	5	324.2	13.71	160	0.68
5	1	2	359.9	6.12	125	0.50
6	2	3	326.4	1.04	90	0.16
7	6	2	354.3	2.32	110	0.45
8	2	16	110.7	4.24	110	0.45
9	2	3	326.4	1.04	90	0.16

10	3	4	385.1	2.26	125	0.18
11	4	1	785	7.69	160	0.38
12	3	4	385.1	2.26	125	0.18
13	1	5	324.2	13.71	160	0.68
14	5	8	294.4	3.37	110	0.35
15	5	6	269.3	4.97	160	0.25
16	5	6	269.3	4.97	160	0.25
17	7	6	285.7	1.83	90	0.29
18	6	2	354.3	2.32	110	0.24
19	8	7	270.9	0.75	90	0.12
20	7	6	285.7	1.83	90	0.29
21	5	8	294.4	3.37	110	0.35
22	8	7	270.9	0.75	90	0.12
23	R	9	144.50	34.87	200	1.11
24	9	17	30.56	24.84	160	1.24
25	10	9	150.7	9.19	160	0.46
26	10	9	150.7	9.19	160	0.46
27	11	10	268.1	7.25	160	0.36
28	12	11	177.2	5.19	125	0.42
29	11	10	268.1	7.25	160	0.36
30	15	12	208.9	5.68	160	0.28
40	13	12	337.6	3.59	160	0.18
41	12	11	177.2	5.19	125	0.42
42	17	12	262.7	10.84	160	0.54
43	13	12	337.6	3.59	160	0.18
44	14	13	197.5	1.11	90	0.17
45	15	14	300	1.19	110	0.13
46	14	13	197.5	1.11	90	0.17
47	16	15	474.3	1.04	125	0.08
48	15	14	300	1.19	110	0.13
49	15	12	208.9	5.68	160	0.28
50	2	16	110.7	4.24	110	0.45
51	16	15	474.3	1.04	125	0.08
52	17	16	370.1	9.71	160	0.48

IV.7 CALCUL DU RESEAU PAR LE LOGICIEL « EPANET »:

IV.7.1 Méthode de calcul :

La méthode utilisée dans les calculs du réseau de distribution est celle de HARDY CROSS effectuée par le logiciel de simulation « EPANET version 2.0 » (build 2.00.10), il utilise l'algorithme HARDY CROSS pour déterminer les corrections des débits dans les conduites. La méthode de HARDY CROSS repose sur deux lois :

- ✓ **1^{ère} loi** (première équation de la continuité de KIRCHOFF) :

En un nœud quelconque de conduites, la somme des débits qui y arrive est égale à la somme des débits qui y partent.

- ✓ **2^{ème} loi** (loi des mailles) :

Le long d'un parcours orienté et fermé, la somme des pertes des charges est nulle ;
 $\sum \Delta H = 0$.

IV.7.2 Présentation de logiciel

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

EPANET a pour objectif une meilleure compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Ainsi que pour une définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, un calage d'un modèle hydraulique, une simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. Il offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple :

- Utilisation en alternance de différentes ressources du système.
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs.
- Préciser l'usage des stations de chloration (ou autres retraitements) en réseau.
- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations

Disponible sous Windows, EPANET fournit un environnement intégré pour l'édition de données de réseau, pour l'exécution de simulations hydrauliques et de simulations qualité, et pour l'affichage des résultats sous plusieurs formats (des cartes avec des codes couleurs, des tableaux et des graphiques).

IV.7.3 Capacité pour le not calcul Hydraulique :

Une modélisation hydraulique scrupuleuse et complète est la première condition pour pouvoir modéliser la qualité de l'eau de manière efficace. **EPANET** contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes :

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chézy-Manning.
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés,... etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût.
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt,... etc.
- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).
- Le fonctionnement de station de pompage peut être piloté par des commandes simples, (heures de marche/arrêt en fonction du niveau d'un réservoir) ou des commandes élaborées plus complexes.

IV.7.4 Formule de perte de charge utilisée :

La formule qu'on utilise pour la détermination des pertes des charges est celle de Darcy –Weisbach, est ce dernière, donné comme suit :

$$J = 0.08263 \times F \times Q^2 / D^5 \text{(IV.4)}$$

J : perte de charge en (m) .

F : coefficient de frottement (perte de charge) .

Q : débit d'écoulement en (m³ /s) .

D : diamètre de conduite en (m) .

Le calcul de coefficient de perte de charge F est donné par la formule :

$$F = 1.325 / [\ln(\epsilon / 3.7 D) + 5.74 / R^{0.9}]^2 \text{(IV.5)}$$

R : nombre de Reynolds.

Pour l'application de cette formule, il faut vérifier les conditions suivants :

- $10^{-6} < \varepsilon / D \leq 10^{-2}$.
- $5000 \leq R \leq 10^8$.

IV.7.5 Les résultats de calcul :

Après avoir réparti arbitrairement les débits à travers les tronçons, et la vérification des lois fondamentales de la méthode, nous pouvons faire maintenant des approximations des débits correctifs, et par le programme EPANET nous avons pu tirer les résultats à l'heure de pointe et l'heure de pointe + incendie représenté dans les tableaux ci-dessous.

IV.7.5.1 cas de pointe :

Tableau iv.6 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe)

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	vitesse (m/s)	Rugosité (m)	PdC linéaire (m)
9 --17	30,56	24,84	160	1,24	10 ⁻⁴	7,6
1--4	785	7,69	160	0,38		0,93
4--3	385,1	2,26	125	0,18		0,35
3--2	326,4	-1,04	90	0,16		0,42
1--2	359,9	6,12	125	0,5		2,02
1--5	324,2	13,71	160	0,68		2,61
6--2	354,3	-2,32	110	0,24		0,67
8--7	270,9	0,75	90	0,12		0,24
7--6	285,7	-1,83	90	0,29		1,14
2--16	110,7	-4,24	110	0,45		1,93
15--16	474,3	-1,04	125	0,08		0,09
15--12	208,9	-5,68	160	0,28		0,54
12--17	262,7	-10,84	160	0,54		1,71
17--16	370,1	9,71	160	0,48		1,41
12--11	177,2	-5,19	125	0,42		1,5
11--10	268,1	-7,25	160	0,36		0,84
10 --9	150,7	-9,19	160	0,46		1,28
15 --14	300	1,19	110	0,13		0,21
14--13	197,5	-1,11	90	0,17		0,48
13--12	337,6	-3,59	160	0,18		0,24
1--R1	183,97	-36,02	200	1,15		5,09
R2--9	144,5	34,87	200	1,11		4,8
6--5	269,3	-4,97	160	0,25		0,43
5--8	294,4	3,37	110	0,35		1,28
9--17	30,56	24,84	160	1,24		7,6

1--4	785	7,69	160	0,38		0,93
4--3	385,1	2,26	125	0,18		0,35
3--2	326,4	-1,04	90	0,16		0,42
1--2	359,9	6,12	125	0,5		2,02
1--5	324,2	13,71	160	0,68		2,61
6--2	354,3	-2,32	110	0,24		0,67
8--7	270,9	0,75	90	0,12		0,24
7--6	285,7	-1,83	90	0,29		1,14
2--16	110,7	-4,24	110	0,45		1,93
15--16	474,3	-1,04	125	0,08		0,09
15--12	208,9	-5,68	160	0,28		0,54
12--17	262,7	-10,84	160	0,54		1,71
17--16	370,1	9,71	160	0,48		1,41
12--11	177,2	-5,19	125	0,42		1,5
11--10	268,1	-7,25	160	0,36		0,84
10--9	150,7	-9,19	160	0,46		1,28
15--14	300	1,19	110	0,13		0,21
14 --13	197,5	-1,11	90	0,17		0,48

IV.7.5.3 : Calcul des pressions de service du réseau (au sol) :

Pour que notre réseau soit réalisable, il faut qu'il assure la pression minimale en tous points de notre surface à alimenter. En pratique la pression de service peut être assurée dans une fourchette de 10 à 40 mètres de colonne d'eau, c'est -à-dire de 1 à 4 bars .

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

$$P_{Si} = C_{Pi} - C_{Ti} \dots\dots\dots(IV.6)$$

P_{Si} : pression au sol en point (i) .

C_{Pi} : côte piézométrique (le charge) en point (i) .

C_{Ti} : côte terrain naturel en point (i) .

Remarque : Il suffit de connaître une seule côte piézométrique (par exemple celle du réservoir; **CTP**) pour déterminer les autres côtes piézométrique des différents points du réseau (en retranchant ou en ajoutant les pertes de charge, selon le sens d'écoulement) et ça se fait par plusieurs itérations que le programme EPANET exécute .

Les résultats de calcul des pressions au sol des différents cas sont mentionnés dans le calcul du programme EPANET qui ce suit :

Tableau iv.7 : Calcul des pressions (cas de pointe)

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	La charge (m)	pression (m)
Noeud 9	100,17	0,84	121,31	21,14
Noeud 17	100,06	4,29	121,07	21,01
Noeud 1	98,61	8,49	121,06	22,45
Noeud 4	97,42	5,43	120,33	22,91
Noeud 3	100,78	3,3	120,2	19,42
Noeud 2	100,65	7,01	120,34	19,69
Noeud 5	98,85	5,37	120,22	21,37
Noeud 6	100,73	5,46	120,1	19,37
Noeud 8	99,27	2,62	119,84	20,57
Noeud 7	100,22	2,58	119,78	19,56
Noeud 16	100,21	4,43	120,55	20,34
Noeud 15	100,3	5,53	120,51	20,21
Noeud 12	99,68	6,76	120,62	20,94
Noeud 11	98,79	2,06	120,89	22,1
Noeud 10	99,99	1,94	121,11	21,12
Noeud 14	97,72	2,3	120,45	22,73
Noeud 13	99,97	2,48	120,54	20,57

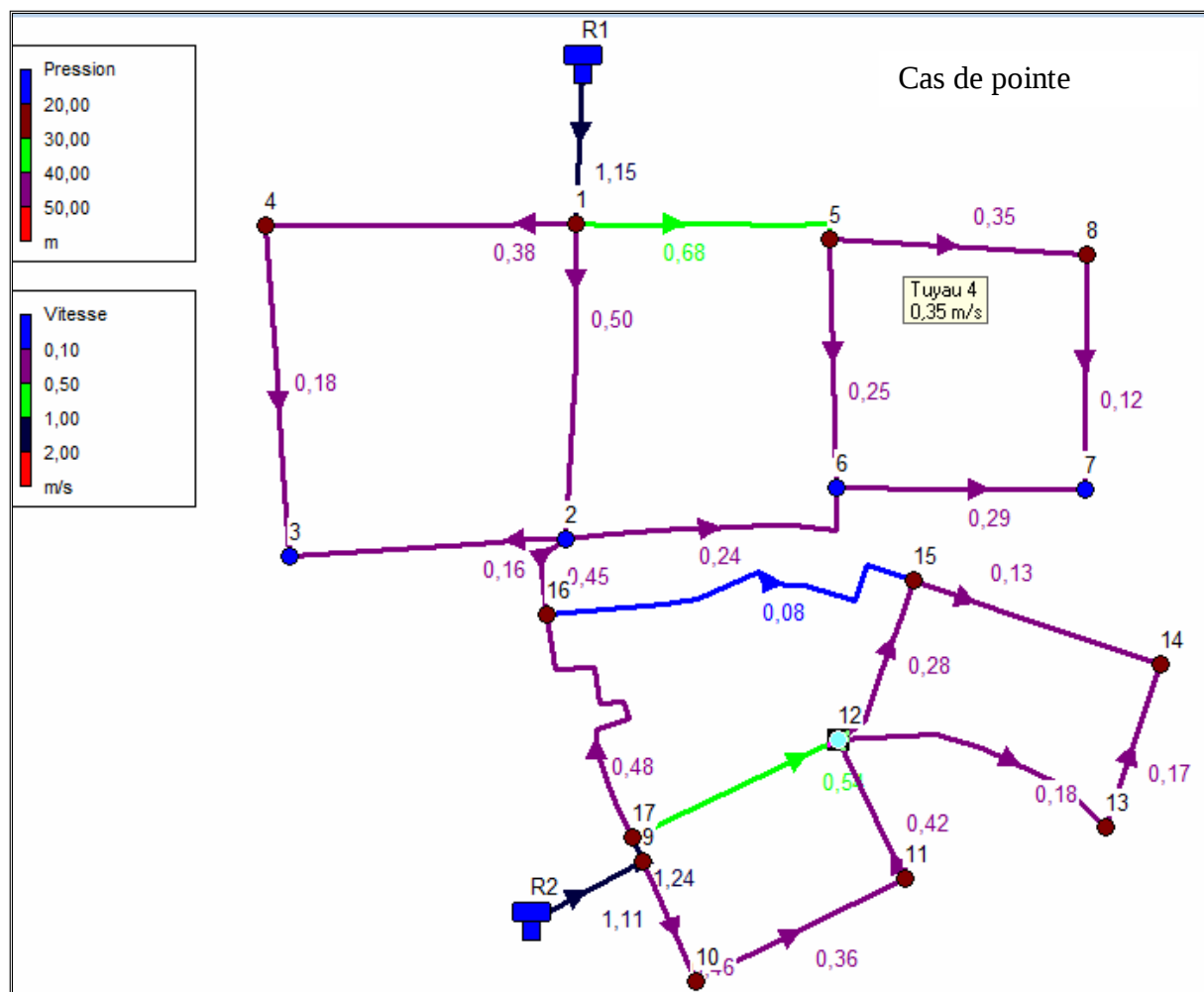


Figure iv.3 : paramètres hydrauliques en cas de pointe.

Tableau iv.8 : Calcul des paramètres hydrauliques (cas de pointe + l'incendie)

Tronçon	Longueur (m)	Débit (l/s)	Diamètre (mm)	vitesse (m/s)	Rugosité (m)	PdC linéaire (m)
9 --17	30,56	33,65	160	1,67	10 ⁻⁴	13,16
1--4	785	8,51	160	0,42		1,11
4--3	385,1	3,08	125	0,25		0,6
3--2	326,4	-0,22	90	0,04		0,02
1--2	359,9	7,71	125	0,63		3,04
1--5	324,2	14,95	160	0,74		3,05
6--2	354,3	-1,08	110	0,11		0,17
8--7	270,9	0,82	90	0,13		0,28
7--6	285,7	-1,76	90	0,28		1,06
2--16	110,7	-0,6	110	0,06		0,06
15--16	474,3	-5,15	125	0,42		1,48
15--12	208,9	-1,93	160	0,1		0,08
12--17	262,7	-19,18	160	0,95		4,77
17--16	370,1	10,18	160	0,51		1,53
12--11	177,2	-9,41	125	0,77		4,34
11--10	268,1	-11,47	160	0,57		1,9
10 --9	150,7	-13,41	160	0,67		2,51
15 --14	300	1,55	110	0,16		0,33
14--13	197,5	-0,75	90	0,12		0,24
13--12	337,6	-3,23	160	0,16		0,2
1--R1	183,97	-39,66	200	1,26		6,05
R2--9	144,5	47,9	200	1,52		8,52
6--5	269,3	-6,14	160	0,31		0,62
5--8	294,4	3,44	110	0,36		1,34
9--17	30,56	33,65	160	1,67		13,16
1--4	785	8,51	160	0,42		1,11
4--3	385,1	3,08	125	0,25		0,6
3--2	326,4	-0,22	90	0,04		0,02
1--2	359,9	7,71	125	0,63		3,04
1--5	324,2	14,95	160	0,74		3,05
6--2	354,3	-1,08	110	0,11		0,17
8--7	270,9	0,82	90	0,13		0,28
7--6	285,7	-1,76	90	0,28		1,06
2--16	110,7	-0,6	110	0,06		0,06
15--16	474,3	-5,15	125	0,42		1,48
15-12	208,9	-1,93	160	0,1		0,08
12-17	262,7	-19,18	160	0,95		4,77

17-16	370,1	10,18	160	0,51		1,53
12-11	177,2	-9,41	125	0,77		4,34
11--10	268,1	-11,47	160	0,57		1,9
10--9	150,7	-13,41	160	0,67		2,51
15--14	300	1,55	110	0,16		0,33
14 --13	197,5	-0,75	90	0,12		0,24

Tableau iv.9 : Calcul des pressions (cas de pointe + l'incendie):

Nœud	Altitude (m)	Débit demandé (l/s)	La charge (m)	pression (m)
Noeud 9	100,17	0,84	120,77	20,6
Noeud 17	100,06	4,29	120,37	20,31
Noeud 1	98,61	8,49	120,89	22,28
Noeud 4	97,42	5,43	120,01	22,59
Noeud 3	100,78	3,3	119,78	19
Noeud 2	100,65	7,01	119,79	19,14
Noeud 5	98,85	5,37	119,9	21,05
Noeud 6	100,73	5,46	119,73	19
Noeud 8	99,27	2,62	119,5	20,23
Noeud 7	100,22	2,58	119,43	19,21
Noeud 16	100,21	4,43	119,8	19,59
Noeud 15	100,3	5,53	119,1	18,8
Noeud 12	<u>99,68</u>	<u>23,43</u>	<u>119,11</u>	<u>19,43</u>
Noeud 11	98,79	2,06	119,88	21,09
Noeud 10	99,99	1,94	120,39	20,4
Noeud 14	97,72	2,3	119	21,28
Noeud 13	99,97	2,48	119,05	19,08

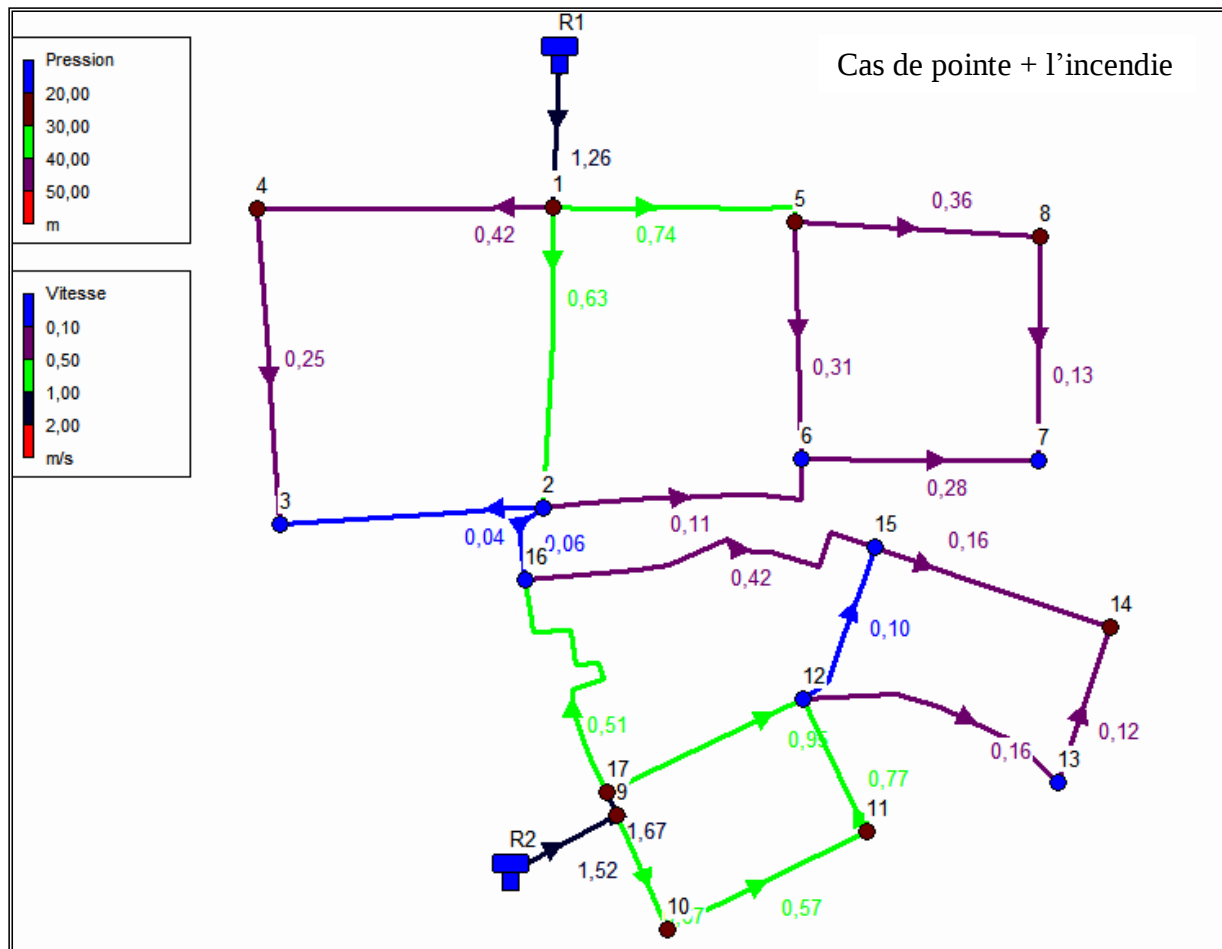


Figure iv.4 : paramètres hydrauliques en cas de pointe + l'incendie.

IV.8 EQUIPEMENT DU RESEAU DE DISTRIBUTION :

IV.8.1 Type de canalisation

Comme nous allons dit au début de ce chapitre, le réseau sera constitué de tuyaux en PVC de diamètres variés entre 90 et 200, pour les multiples avantages qu'il présente, à savoir :

- Solidité et étanchéité totale des joints thermo fusion.
- Résistance aux chocs et aux mouvements de terrain largement supérieure au PVC.
- Rapidité et la sécurité de réalisation.
- Le choix des diamètres et des résistances de pression.
- Disponible sur le marché.

IV.8.2 Appareils et accessoires du réseau

Les accessoires qui devront être utilisé pour l'équipement du réseau de distribution sont les suivants :

IV.8.2.1 Robinets vannes

Ils sont placés au niveau de chaque nœud, et permettent l'isolement des différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux. Ils permettent ainsi de régler les débits, leur manœuvre s'effectue à partir du sol au moyen d'une clé dite « béquille ». Celle-ci est introduite dans une bouche à clé placée sur le trottoir (facilement accessible).

IV.8.2.2 Bouches ou poteau d'incendie

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés sur les conduites capables d'assurer un débit minimum 16.67 (l/s) avec une pression de 10 m (1 bar).

Ces derniers seront installés en bordure des trottoirs espacés de 50 à 200 m et répartis suivant l'importance des risques imprévus.

IV.8.2.3 Clapets

Les clapets ont un rôle d'empêcher l'eau en sens contraire de l'écoulement prévu. On peut utiliser comme soupape pour éviter le choc à la forte pression.

IV.8.2.4 Ventouses

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

IV.8.2.5 Robinets de vidange

Ce sont des robinets placés aux endroits des points les plus bas du réseau de distribution pour permettre la vidange qui sera posé à l'intérieur d'un regard en maçonnerie.

IV.8.2.6 Bouche d'arrosage

Ce sont des bouches situées aux alentours des jardins.

IV.8.2.7 Pièces spéciales de raccord

- **Les tés** : On envisage des tés à deux ou trois emboîtement permettent le raccordement des conduites présentent des diamètres différents, il est nécessaire de prévoir un cône de réduction pour les placer.
- **Les coudes** : utilisés en cas de changement de direction.
- **Les cônes de réduction** : ce sont des organes de raccord en cas de différents diamètres
- **Les bouts d'extrémités** : pour la mise en place d'appareils hydrauliques.

IV.9 CONCLUSION

Après avoir fait une simulation de réseau à l'horizon 2039, on a constaté que le réseau de distribution de notre zone d'étude peut fonctionner dans des conditions acceptables, sans risque d'avoir des problèmes pendant le fonctionnement.

Les vitesses dans la plupart des tronçons et les pressions dans la totalité des nœuds sont vérifiées, ainsi que le cas d'incendie a été bien vérifié.

Dans ce chapitre, nous avons suivi le fonctionnement de notre réseau pendant les 24 heures et suivant le coefficient de la variation de la consommation horaires.

CONCLUTION GENERALE

Notre étude a porté sur toutes les questions touchant un plan spécifique pour le projet de fournir de l'eau potable a la ville d'Elhamraia. La priorité a été donnée à chacun de l'aspect technique et le côté économique, ainsi l'évolution de la demande en eau avec l'orientation de plan d'aménagement de la ville. Le but générale à été atteindre un bon fonctionnement de réseau d'AEP et d'assurer la pression et la vitesse suffisante au robinet de consommateurs, et répondre aux besoins de la population, au moins jusqu'en 2039.

A travers ce travail, nous avons essayés de :

- ✓ Élaborer un bilan de la situation régnante dans la région (topographie, climat, géologie,...
- ✓ Estimer les besoins de chaque catégorie de consommateurs.
- ✓ Tracé le réseau de distribution avec projection des nouveaux tronçons et remplacement de quelques conduites à cause de leurs détérioration et leurs vétusté.
- ✓ Étude de la capacité de stockage et dimensionner les réseaux à savoir ; détermination des débits, des diamètres, des pressions et des pertes de charges dans chaque tronçon....etc.

De l'ensemble des solutions proposés et après les améliorations apportés sur le système d'AEP d'Elhamraia, il est évident que les vitesses dans la plupart des tronçons et les pressions dans la totalité des nœuds sont vérifiés, ainsi que le cas d'incendie à été bien vérifiée.

Enfin, nous espérons que ce travail peut être utilisé pour le développement d'un nouveau réseau d'eau potable dans la ville Hamraia, et pourra faire l'objet d'un avant projet détaillé pour l'élaboration d'un réseau d'alimentation en eau potable plus fiable et rigoureux.