

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



N° Ref :

Centre Universitaire de Mila

Institut des Sciences et de Technologie
Technique

Département de sciences et

Projet de Fin d'Etude préparé En vue de l'obtention du
diplôme LICENCE ACADEMIQUE

en Hydraulique
Spécialité : Sciences Hydrauliques

Thème

Etude d'un réseau d'alimentation en eau potable
de la localité de Refes Zahouane Wilaya
d'Annaba.

Préparé par :
Dirigé par :

Athamena Ali

Safi Moncef.

M.

Benabdelaziz Noureddine.
Benloucif Asma.
Bouzeraa Radja.

Année universitaire :2013/2014

SOMMAIRE

Introduction	P: 01
--------------------	-------

Chapitre N° I

Généralités

I-1) Introduction générale	p: 02
I-1-1) Les différents types de consommation	p: 03
I-1-1-1) L'agriculture	p: 03
I-1-1-2) Les industries	P: 03
I-1-1-3) Les besoins domestiques	P: 03
I-1-2) Définition d'un système d'alimentation en eau potable..	P: 04
I-1-2-1) Etape prise d'eau (ressource)	P: 04
I-1-2-2) Etape adduction.....	P: 04
I-1-2-2-1) Types d'adduction	P: 05
I-1-2-2-1-1) Adduction gravitaire	P: 05
I-1-2-2-1-2) Adduction par refoulement	P: 05
I-1-2-2-1-3) Adduction mixte.....	P: 05
I-1-2-3) Etape traitement	P: 06
I-1-2-3-1) Dégrillage et tamisage	P: 06
I-1-2-3-2) Oxydation	P: 06
I-1-2-3-3) Clarification	P: 06
I-1-2-3-4) Désinfection	P: 06

<i>I-1-2-4) Etape stockage</i>	<i>P : 07</i>
<i>I-1-2-4-1) Fonctions techniques des réservoirs</i>	<i>P: 07</i>
<i>I-1-2-4-2) Fonctions économiques</i>	<i>P : 07</i>
<i>I-1-3) Le réseau de distribution</i>	<i>P : 07</i>
<i>I-1-3-1) Définition</i>	<i>P : 07</i>
<i>I-1-3-2) Les types du réseau de distribution</i>	<i>P : 07</i>
<i>I-1-3-2-1) Le réseau maillé</i>	<i>P : 08</i>
<i>I-1-3-2-2) Réseau ramifié</i>	<i>P : 08</i>
<i>I-1-3-2-3) Réseau étagé</i>	<i>P : 08</i>
<i>I-1-3-2-4) Réseau combiné (mixte)</i>	<i>P : 08</i>
<i>I-2) La limite</i>	<i>P : 09</i>
<i>I-3) Reconnaissance</i>	<i>P : 10</i>

Chapitre N° II	Morphologie du centre
II-1) Le climat	P : 11
II-1-1) Les précipitations	P : 11
II-1-2) La température	P : 12
II-1-3) Le vent	P : 13
II-1-4) L'Humidité	P : 14
II-1-5) Conclusion	P : 14
II-2) Le relief	P : 14
II-3) Les sources hydrauliques :	P : 15
II-3-1) Le fonctionnement :	P : 15

Chapitre N° III	Etude des besoins en eau
Définitions	P : 16
III-1) Evolution de la population	P : 16
III-2) Estimation des besoins en eau	P : 18
III-2-1) Besoins domestiques	P : 18
III-2-2) Besoins publics	P : 19
III-2-2-1) Besoins scolaires	P : 20
III-2-2-2) Besoins Socioculturels	P : 20
III-2-2-3) Tourisme	P : 20
III-2-2-4) Les besoins totaux	P : 21
III-3) Etude des variations des débits	P : 21
Partie (A) Supérieure	P : 21
III-3-1-1) Le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy j}}$)	P : 21
III-3-1-2) Evaluation des débits maximaux journaliers ($Q_{\text{max j}}$)	P : 22

III-3-2) Détermination des débits horaires	P : 23
III-3-2-1) Le débit moyen horaire	P : 23
III-3-2-2) Le débit maximum horaire	P : 23
III-3-3) Détermination du débit de pointe horaire	P : 24
Partie (B) Inférieure	P : 26
Débits moyens journaliers ($Q_{\text{moy j}}$)	P : 26
Débits maximaux journaliers ($Q_{\text{max j}}$)	P : 26
Détermination des débits horaires.....	P : 27
Le débit moyen horaire	P : 27
Le débit maximum horaire	P : 27
Détermination du débit de pointe horaire	P : 27
III-4) Evaluation des besoins en stockage Partie (A) supérieure	P : 28
Chapitre N° IV	calcul des réseaux de distribution
IV-1) Généralités	P : 30
IV-2) Conception des réseaux	P : 30
IV-2-1) Les types des réseaux	P : 30
IV-2-2) Choix des types de réseaux	P : 31
IV-2-3) choix des materieux.....	P : 31
IV-3) Dimensionnement des réseaux	P : 33
IV-3-1) Calcul du débit spécifique Q_{sp}	P : 33
IV-3-2) Calcul du débit en route au tronçon (débit propre)	P : 33
IV-3-3) Débit de calcul Q_{calcul}	P : 34
IV-4) Calcul hydraulique des réseaux	P : 34
Partie (A) supérieure	P : 34
IV-4-1) Calcul du diamètre (D)	P : 34
IV-4-2) Calcul de la vitesse	P : 35
IV-4-3) Calcul des pertes de charges totales : (ΔH_t)	P : 36
IV-5) calcul des pressions au sol	P : 37
IV-5-1) Calcul de la cote piézométrique (C_P)	P : 37
VI-5-2) Calcul de la pression (P_{NI})	P : 37
IV-6) Calcul du réseau par logiciel « EPANET ».....	P : 38
Partie (A) supérieure.....	P : 40
IV-6-1) Conclusion (Partie A)	P : 42
Partie (B) inferieure	P : 43

IV-6-2) Conclusion (Partie B).....	P :44
IV-7) Equipements du réseau de distribution.....	P : 44
IV-7-1) Robinet vannes	P : 44
IV-6-2) Equipement de montage	P : 45

Chapitre N° V

l'adduction

V-1) Généralités	P : 47
V-2) Dimensionnement des conduites d'adduction	P : 47
V-2-1) calcul le diamètre de la conduite	P : 47
V-2-2) Calcul de la vitesse	P : 48
V 2-3) Calculs les Pertes de charge	P : 48
V-2-4) Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT)	P : 50
V-2-6) Energie consommée par la pompe	P : 50
V-3 : Conclusion	P : 52

Conclusion générale.....	P :53
--------------------------	-------

NOMENCLATURE

AEP: Alimentation en eau potable.

APC: Assemblée populaire et communal.

PEHD: Polyéthylène haute densité.

ML : Mètre linéaire.

SP : station de pompage.

C_p : cote piézométrique.

C_{ra} : cote radié.

CTN: cote de terrain naturel.

ΔH: pertes de charge .

P_{NI} : pression en un point (NI).

Δh_L : pertes de charge linéaire.

Δh_s : perte de charge singulière.

Δh_t : perte de charge totale.

Hg : Hauteur géométrique.

Hmt : Hauteur manométrique totale.

D_{RH} : Diamètre hydraulique de la conduite.

D_{int} : Diamètre intérieur.

D_{ext} : Diamètre extérieur.

Introduction :

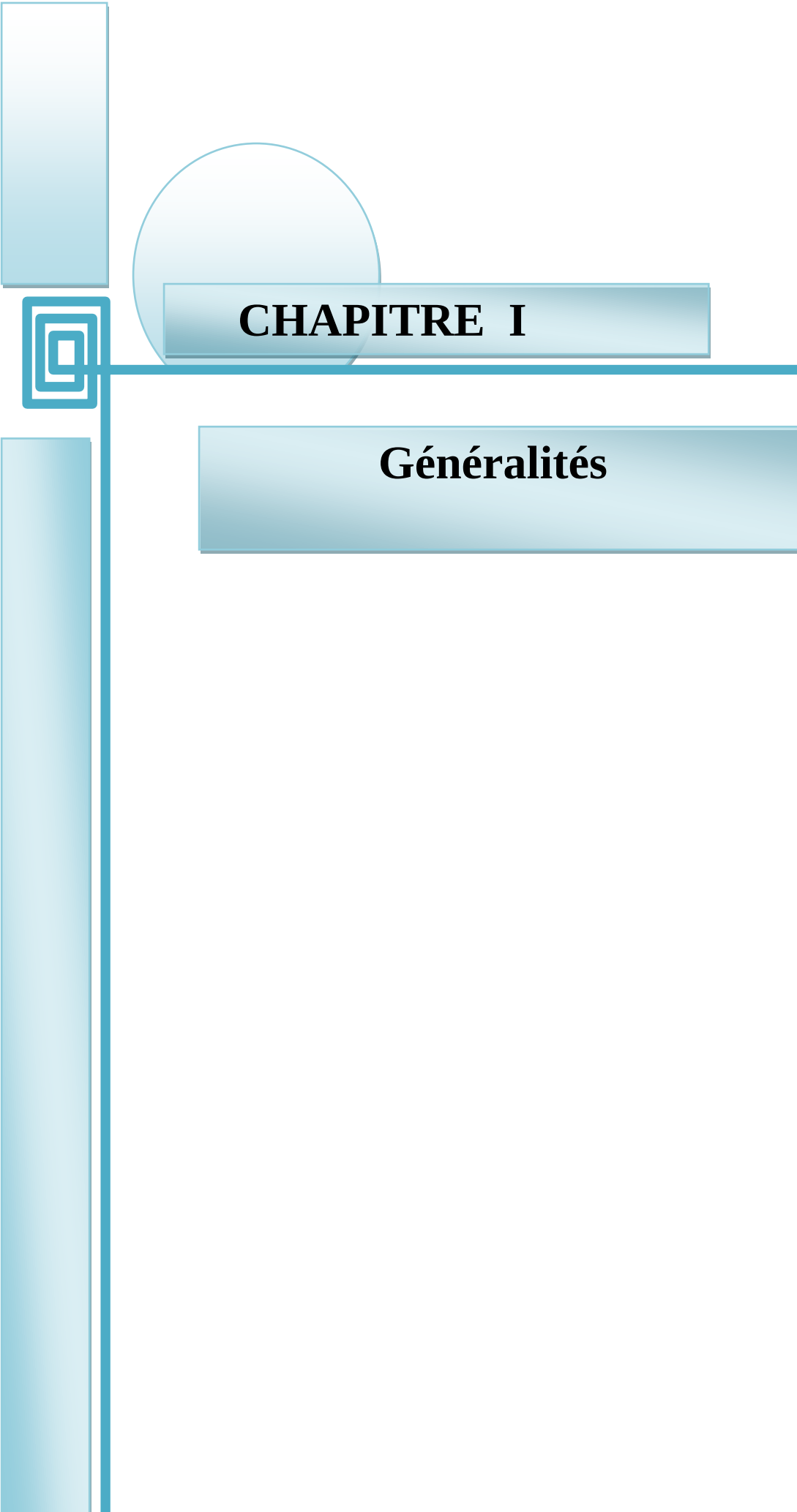
L'eau avant d'être une ressource est une source, c'est la source de la vie car sa seule absence marque la fin de toute existence vivante.

En effet l'eau est une ressource élémentaire à la vie, on l'utilise pour des usages quotidiens, l'agricole, la boisson, l'hygiène et l'industrie.

Le petit cycle de l'eau désigne l'ensemble des étapes qui interviennent depuis le captage de l'eau à l'état brute, sa production, et son retour dans le milieu naturel après usage, toutes ces étapes pour obtenir une eau potable que l'on peut boire sans risque pour la santé.

Dans notre étude, nous avons choisis le village de Refes Zahouane Zone haute de la wilaya d'Annaba, afin d'alimenter ses habitats en eau potable, mais le problème qui nous préoccupe c'est que cette ville est séparée en deux zones (zone haute et zone basse) et le réservoir qui existe dans la zone basse alimente seulement cette zone, en plus les conduites de distribution de l'eau potable de cette région sont vieilles et usées et ceci entraînent des fuites.

Et pour couvrir la totalité de la zone en eau potable nous avons divisé notre travail en deux parties : (partie A supérieure) et (partie B inférieure).



CHAPITRE I

Généralités

I-1) Introduction générale :

L'eau, surnommée l'or Bleu, est une ressource naturelle indispensable vitale pour la survie de l'humanité et de toutes les espèces sur terre. Sur la terre, l'eau est la seule substance qu'on trouve dans ses trois phases à l'état naturel : *solide* (glace, neige), *liquide* (eau liquide) et *gazeux* (vapeur d'eau).

L'eau est partout présente autour de nous et constitue un des éléments fondamentaux de notre planète. Toute cette eau se transforme et circule en permanence dans l'atmosphère, à la surface et dans le sous-sol de notre terre. C'est le cycle de l'eau. Donc : « *le cycle de l'eau (connu scientifiquement sous le nom de cycle hydrologique) se rapporte à l'échange continu de l'eau entre l'hydrosphère, l'atmosphère, l'eau des sols, l'eau de surface, les nappes phréatiques et les plantes.* »

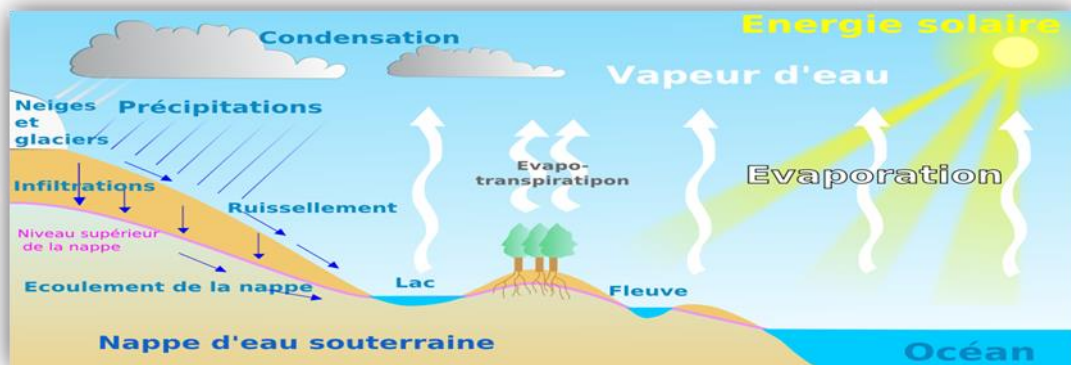


Fig. n° (I-01) : Cycle de l'eau

L'eau couvre environ 70% de la planète, c'est-à-dire environ 1.4 milliards de km³. C'est pour cela qu'on donne souvent à la Terre le nom de planète bleue.

Dans toute cette eau, 97.2% (1 320 000 000 km³) est de l'eau salée et seulement 2.8% est de l'eau douce.

Les 2.8 % d'eau douce se répartissent de la façon suivante :

- ❖ 2.15% de glace polaire (25 000 000 km³).
- ❖ 0.63% d'eaux souterraines (13 000 000 km³).
- ❖ 0.02% d'eaux de surface (lacs, fleuves, rivières...) (250 000 km³).
- ❖ 0.001% d'eau atmosphérique (l'équivalent de 13 000 km³).

I-1-1) Les différents types de consommation :

I-1-1-1) L'agriculture : consomme énormément d'eau à cause de l'irrigation des plantations qu'elle doit assurer. Au cours du 20ème siècle, l'irrigation des terres cultivées a été multipliée par 5. Depuis 1960, les agriculteurs ont augmenté de 60 % le prélèvement d'eau pour leurs terres.

L'irrigation est nécessaire pour avoir de bons rendements dans l'agriculture et pour pouvoir ainsi nourrir la population. Elle est évidemment plus importante dans les pays arides ou semi-arides où les précipitations sont peu abondantes. Ainsi, la plupart des pays en voie de développement utilisent 90 % de leur eau douce pour irriguer leurs terres alors que les pays industrialisés n'en utilisent que 40 %. De plus, ces pays en voie de développement subissent souvent une forte croissance démographique, ce qui entraîne une augmentation des cultures et donc de l'eau utilisée pour irriguer ces cultures.

I-1-1-2) Les industries : utilisent 20 % de l'eau douce pour toutes leurs activités. Cela représente quand même une grande fraction et elles pourraient la diminuer en essayant de développer des technologies utilisant moins d'eau ou en utilisant une eau de qualité moindre pour les usages ne nécessitant pas de l'eau potable.

I-1-1-3) Les besoins domestiques : ce sont les besoins exprimés par la population cantonnant l'agglomération. Tiennent compte de la dotation théorique élaborée selon des critères liés à l'importance de la population.

Les calculs des besoins domestiques dépendent de deux paramètres :

- Le nombre d'habitants.
- La dotation journalière.

La dotation est variable et se change d'une agglomération à une autre selon le nombre d'habitants.

L'eau acquiert une autre importance dans le cadre des droits à l'eau de l'humanité et devient de plus en plus une richesse menacée à cause de la mauvaise gestion, surtout au niveau des réseaux d'alimentation en eau potable où des grandes quantités sont perdues à cause des fuites dans le réseau ou par les consommateurs.

I-1-2) Définition d'un système d'alimentation en eau potable :

Un réseau d'A.E.P constitue l'ensemble des moyens et infrastructures dont dispose l'ingénieur pour transporter l'eau depuis la prise d'eau jusqu'au consommateur.

Un réseau d'eau potable doit être fiable et durable pour pouvoir répondre aux exigences des consommateurs (quantité et qualité optimales, dysfonctionnement minimaux).

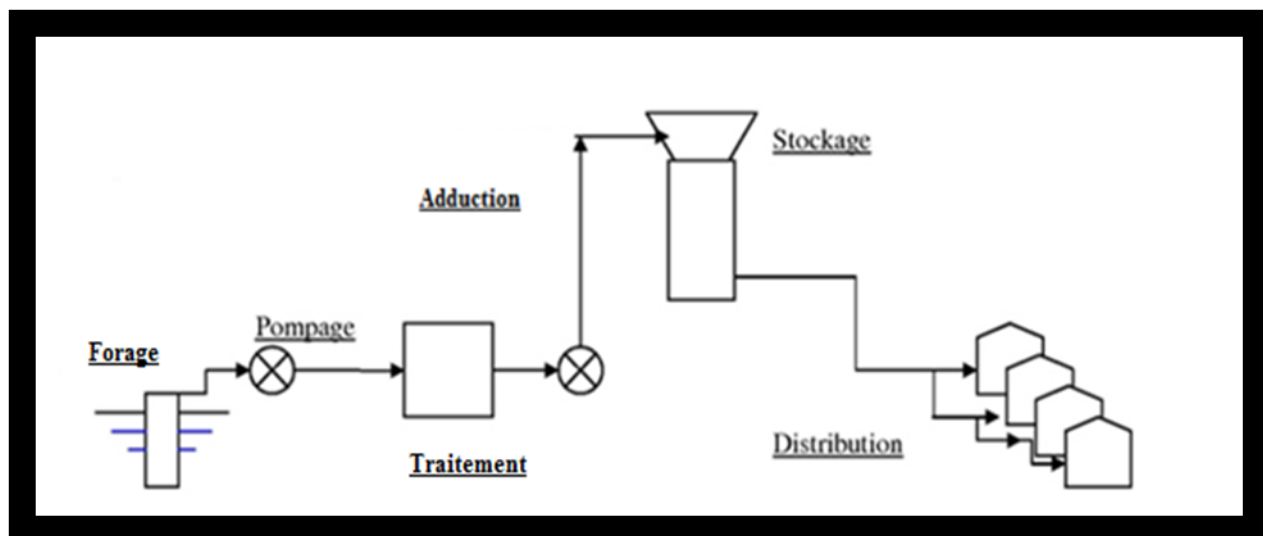


Fig. n° (I-02) : Schéma général d'un réseau d'A.E.P

Le transport de l'eau de la source jusqu'au point de distribution se fait suivant quatre étapes principaux :

I-1-2-1) Etape prise d'eau (ressource) :

La ressource est une structure permettant le captage de l'eau. La prise d'eau se fait habituellement par un captage d'eau de surface (rivière, lac, barrage, etc.). En l'absence d'une telle source, ou lorsque l'eau de surface est trop polluée, on procède au captage d'eau souterraine (forage, puits, galeries, sources, ...).

I-1-2-2) Etape adduction :

L'adduction est le procédé d'amener de l'eau d'un lieu à un autre, à partir du point de captage (Forage dans notre cas) vers le réservoir d'accumulation, lequel peut se trouver, parfois très loin de cette zone. Le cheminement est effectué grâce aux conduites généralement plus importantes que celle de la distribution.

I-1-2-2-1) Types d'adduction :

D'après leur fonctionnement, les adductions peuvent être classées en trois groupes :

- Adduction gravitaire
- Adduction par refoulement
- Adduction mixte

I-1-2-2-1-1) Adduction gravitaire :

Ce type d'adduction ne fait intervenir que le travail de la pesanteur de la terre, en effet l'écoulement des eaux dans les conduites dépend de la pente. Le point de captage se situe donc à une altitude supérieure à celle du réservoir.

I-1-2-2-1-2) Adduction par refoulement :

Ce type d'adduction fait appel à une source d'énergie fournie par une pompe pour élever les eaux, en effet le point de captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir d'accumulation.

I-1-2-2-1-3) Adduction mixte :

C'est une adduction où la conduite par refoulement se transforme en conduite gravitaire ou l'inverse. Le relais entre les deux types de conduite est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon.

Pour faire face aux contraintes imposées par le terrain et le relief, on doit accompagner la conduite d'adduction par divers ouvrages :

- Ventouses aux points hauts du tracé pour l'évacuation d'air,
- Vidanges aux points bas du tracé,

Cas spéciale :

- Brises charge pour éviter la surpression et la sous-pression dans la conduite.
- Ouvrages de protection contre la corrosion de la conduite.

I-1-2-3) Etape traitement :

Le traitement d'une eau brute après son captage dépend de sa qualité et de ses constituants, critères qui varient dans le temps. L'eau puisée dans l'environnement doit donc être analysée en continu avant de subir le traitement de potabilisation approprié.

Ce contrôle exécuté, l'eau subit plusieurs traitements avant d'être distribuée dans les circuits d'eau potable.

I-1-2-3-1) Dégrillage et tamisage :

Le passage de l'eau captée à travers des grilles et tamis élimine les plus gros débris.

I-1-2-3-2) Oxydation :

Si la charge organique est très importante ou s'il y a de l'ammoniaque, du fer ou du manganèse en solution, l'oxydation facilite leur élimination lors de

la phase de clarification. Cette étape d'oxydation peut se faire avec du chlore ou de l'ozone.

I-1-2-3-3) Clarification : coagulation-floculation, décantation et filtration :

En présence de produits coagulants et floculants, les particules en suspension dans les eaux s'agrègent en flocons. Le poids de ces flocons provoque la sédimentation des particules au fond des bassins de décantation. La filtration finale à travers des filtres minéraux (sable) ou des membranes permet de produire une eau limpide débarrassée de ses particules.

I-1-2-3-4) Désinfection :

Les bactéries et virus pathogènes qui demeurent dans l'eau sont éliminés lors de l'étape de désinfection. On utilise pour cela du chlore, de l'ozone ou des ultra-violets. Une petite quantité de chlore reste dans l'eau produite pour éviter un développement bactérien plus en aval, dans le réseau d'eau.

I-1-2-4) Etape stockage :

Le rôle des réservoirs a sensiblement changé avec le temps ; servant tout d'abord de réserve d'eau, leur rôle principal fut ensuite de parer à des incidents pouvant survenir à l'adduction, donc prévoir une réserve supplémentaire à utiliser en cas de rupture de pompage.

Les fonctions générales des réservoirs d'eau potable sont multiples :

I-1-2-4-1) Fonctions techniques des réservoirs :

- ✓ Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes un refoulement constant ;
- ✓ Sécurité d'approvisionnement ;
- ✓ Régulation de la pression ;
- ✓ Simplification de l'exploitation ;

I-1-2-4-2) Fonctions économiques :

Puisque le réservoir projeté est un réservoir de tête, donc il y aura réduction des dépenses d'énergie (distribution par gravitation).

I-1-3) Le réseau de distribution:

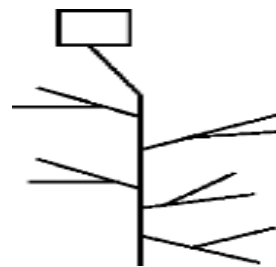
I-1-3-1) Définition:

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur.

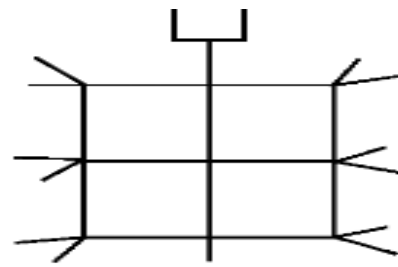
I-1-3-2) Les types du réseau de distribution :

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

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau combiné.



Réseau ramifié



Réseau maillé

Fig. n° (I-03) : réseau ramifié et réseau maillé

I-1-3-2-1) Le réseau maillé :

Pour la distribution en eau potable des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. 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.

I-1-3-2-2) Réseau ramifié :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales, leur inconvénient réside dans l'existence d'un seul cheminement, ce qui en cas d'incident sur la conduite principale, priverait d'eau toute la partie située en aval.

I-1-3-2-3) Réseau étagé :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées). L'installation d'une brise charge intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau.

I-1-3-2-4) Réseau combiné (mixte) :

Le réseau combiné c'est un réseau composé par deux ou trois type du réseau précédent, en général ce type est dicté lorsque la ville est condensée dans une région et dispersée dans une autre, et lorsque la ville est localisée dans un relief accidenté.

I-2) La limite:

La localité de Rafes Zahouane fait partie de la commune d'Annaba. Elle est située au Nord-Ouest du chef lieu de commune d'Annaba.

Administrativement, la localité en étude est limitée par:

- Au Nord: la Mer Méditerranée.
- Au Sud l'Ouest : la commune de Seraïdi.
- Au Sud Est : la commune d'El Bouni.
- A l'Est : la commune d'El Bouni.



Carte n° (I-01) : Carte de découpage Administratif de la commune d'Annaba

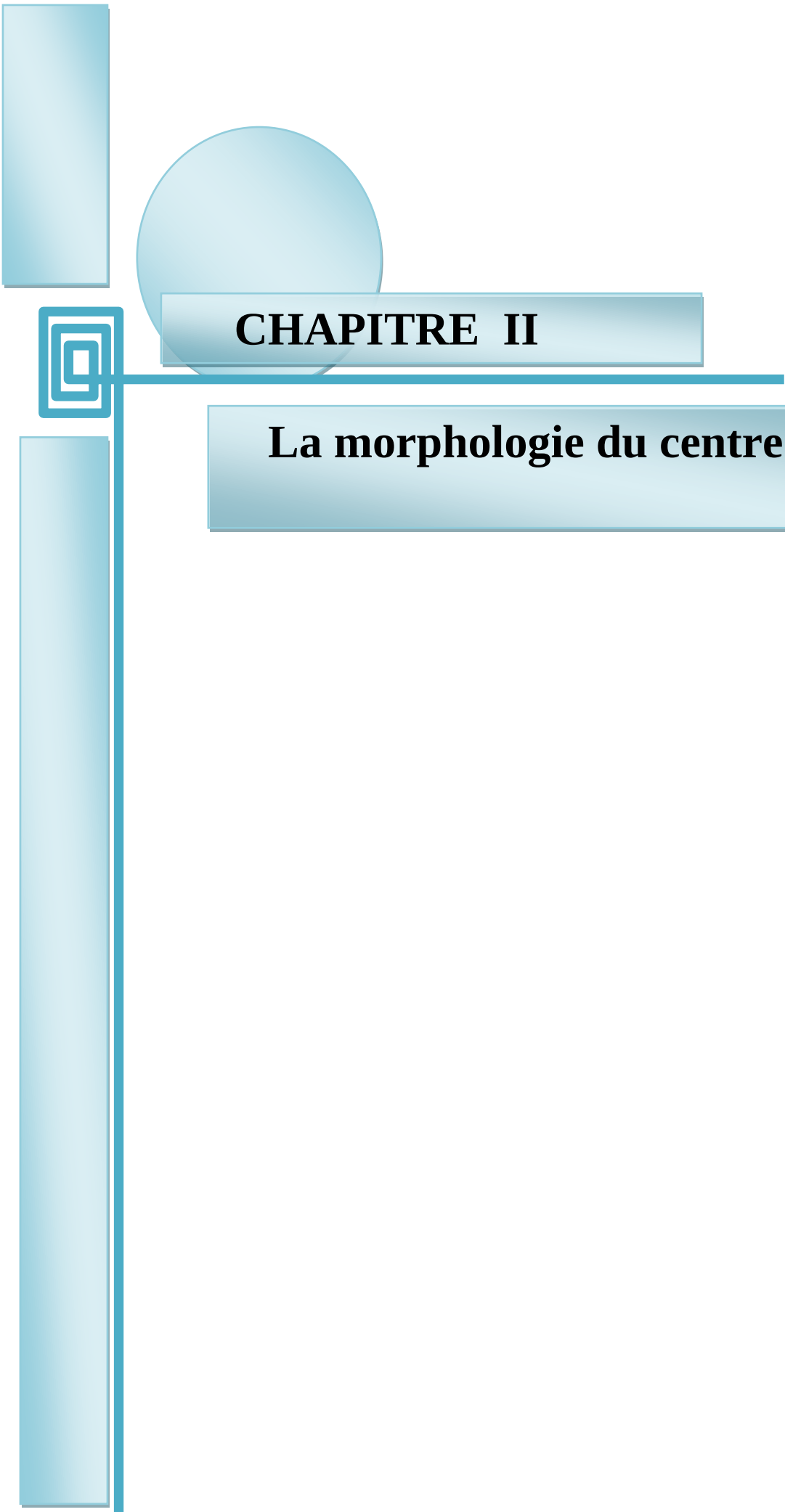
I-3) Reconnaissance :

Le village, est doté actuellement d'un réseau d'alimentation en eau potable en mauvais état. Le mode d'alimentation est par bornes fontaines. Ce travail vient dans le cadre de l'amélioration des conditions de vie des citoyens

de la localité et endiguer tous risque de maladie à transmission hydrique qui peut de propager à travers les bornes fontaines ou les différentes fuites sur le réseau.

On note l'existence de deux réservoirs de stockage de 2000M^3 et 500M^3 qui alimente seulement la partie inférieure de la localité Rafes Zahouane et autres centres.

Pour améliorer le cadre de vie est éradiqué les points noirs et un bon fonctionnement et une meilleure maîtrise du système d'alimentation en eau potable de ce village, nous allons projeter un nouveau réseau d'A.E.P fiable à partir du réservoir existant



CHAPITRE II

La morphologie du centre

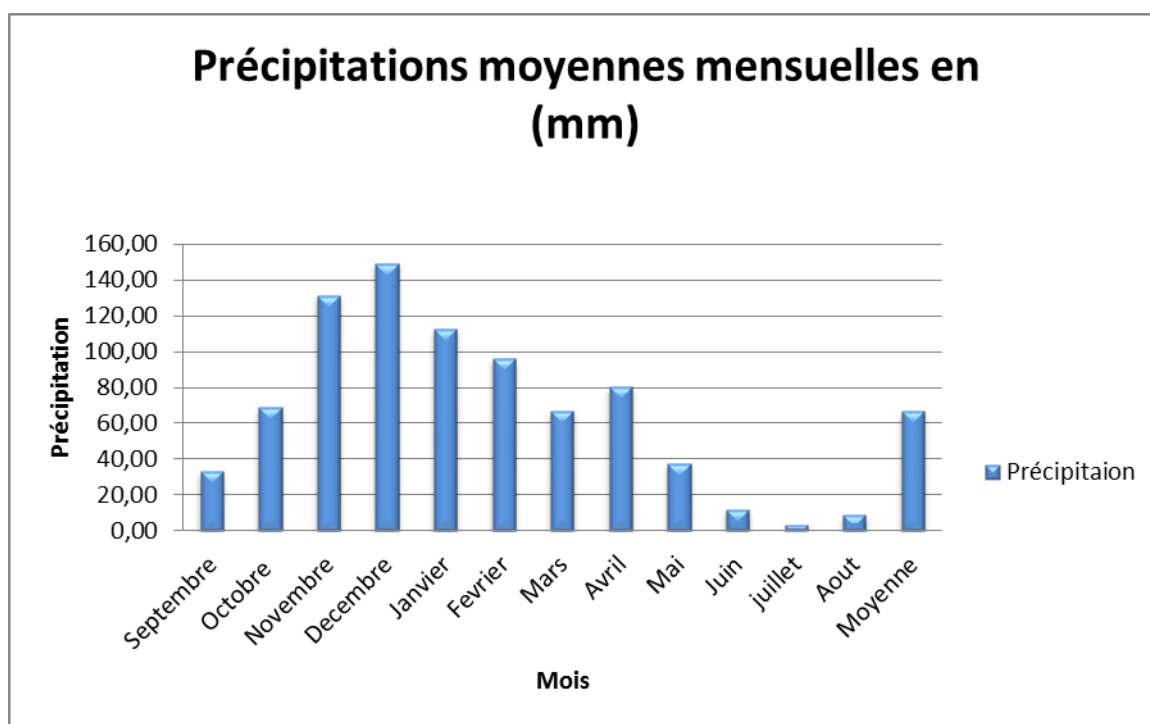
II-1) Le climat:

II-1-1) Les précipitations:

Les données recueillies au niveau de la station d'observation Les SALINES sur une période de 30 ans (tab. n°01) montre que la variation des précipitations est soumise aux fluctuations saisonnières la moyenne mensuelle des hauteurs pluviométriques enregistrées dans cette station (fig. n°01) indiquent que le maximum est observé au mois de Décembre avec 149,41mm ; alors que le minimum est observé au mois de Juillet avec 3,01mm.

Station/Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Aou	Moy
Les SALINES	33,0	69,1	131,2	149,4	112,9	96,1	67,0	80,6	37,33	11,95	3,01	8,80	66,72

**Tab. N° (II-1-1) : Précipitations moyennes mensuelles en (mm) (Station Les SALINES)
«1980-2010»**



**Fig. n° (II-1-1) : Précipitations moyennes mensuelles en (mm)
(Station Les SALINES) «1980-2010»**

II-1-2) La température :

La température joue un rôle déterminant dans l'étude de l'évaporation et de l'évapotranspiration. Elle permet d'étudier l'évapotranspiration et le déficit d'écoulement annuel et saisonnier intervient dans le développement du rythme biologique des végétaux, et elle facilite l'établissement du bilan hydrique.

Les données températures disponibles sont des valeurs moyennes mensuelles mesurées au niveau de la station Les SALINES sur une période de 30 ans.

Station/Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Aou	Moy
Les SALINES	23,91	18,65	15,05	13,15	12,25	10,91	12,86	15,59	18,16	22,06	25,72	26,12	17,86

**Tab. N° (II-1-2) : Températures moyennes mensuelles en (°C) (Station Les SALINES)
«1980-2010»**

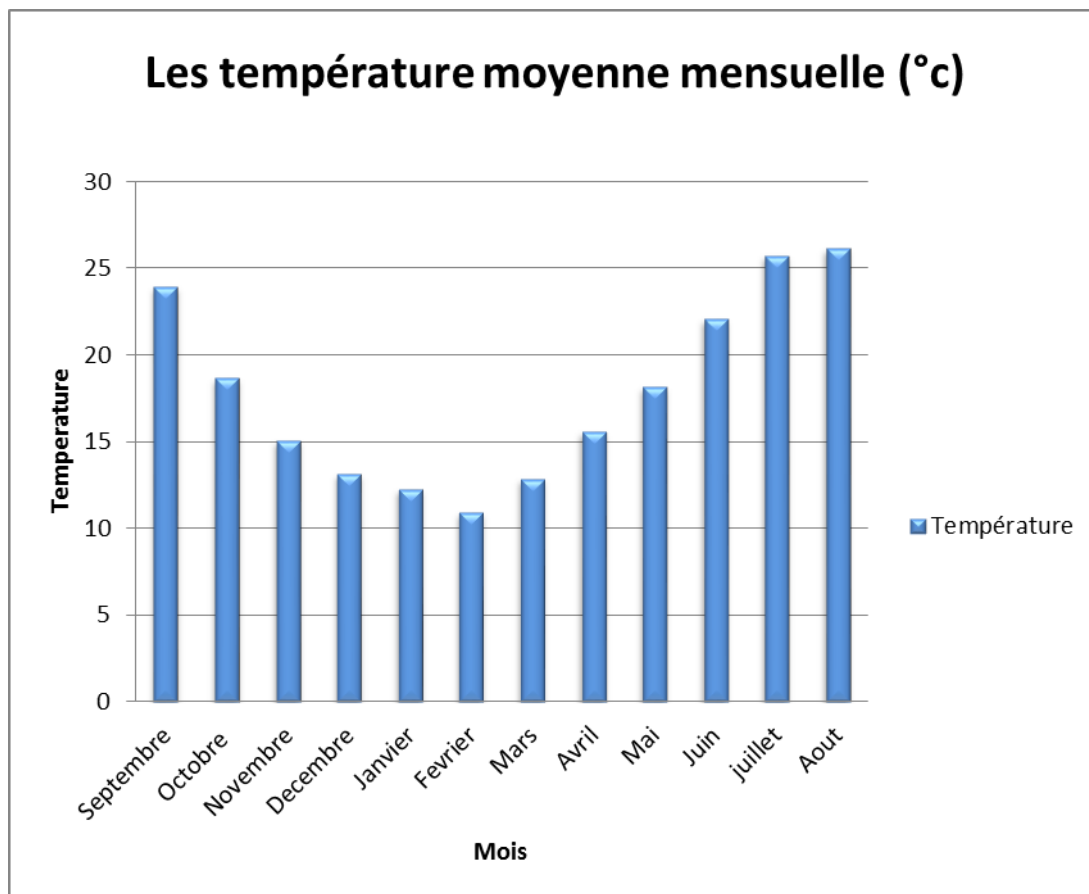


Fig. n° (II-1-2) : La variation des températures moyennes mensuelles.

D'après le graphe (Fig. n°02), on distingue que les plus fortes valeurs caractérisent les mois de Juillet et Aout elles peuvent atteindre 25°C. Les plus faibles valeurs sont enregistrées au mois de Février et sont de l'ordre 10°C.

II-1-3) Le vent :

Il est l'un des éléments les plus déterminants des régimes pluviaux de l'évapotranspiration et par conséquent du climat de la région (Tab. n°03).

Station/Mois	Sep	Oct	Nov	Dec	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	juill	Aou
Les SALINES	3,7	3,76	3,78	3,81	3,56	4,00	4,54	3,6	3,73	3,88	3,86	3,77

**Tab. N° (II-1-3) : La vitesse moyenne mensuelle du vent en (m/s)
(Station Les SALINES) «2000-2010».**

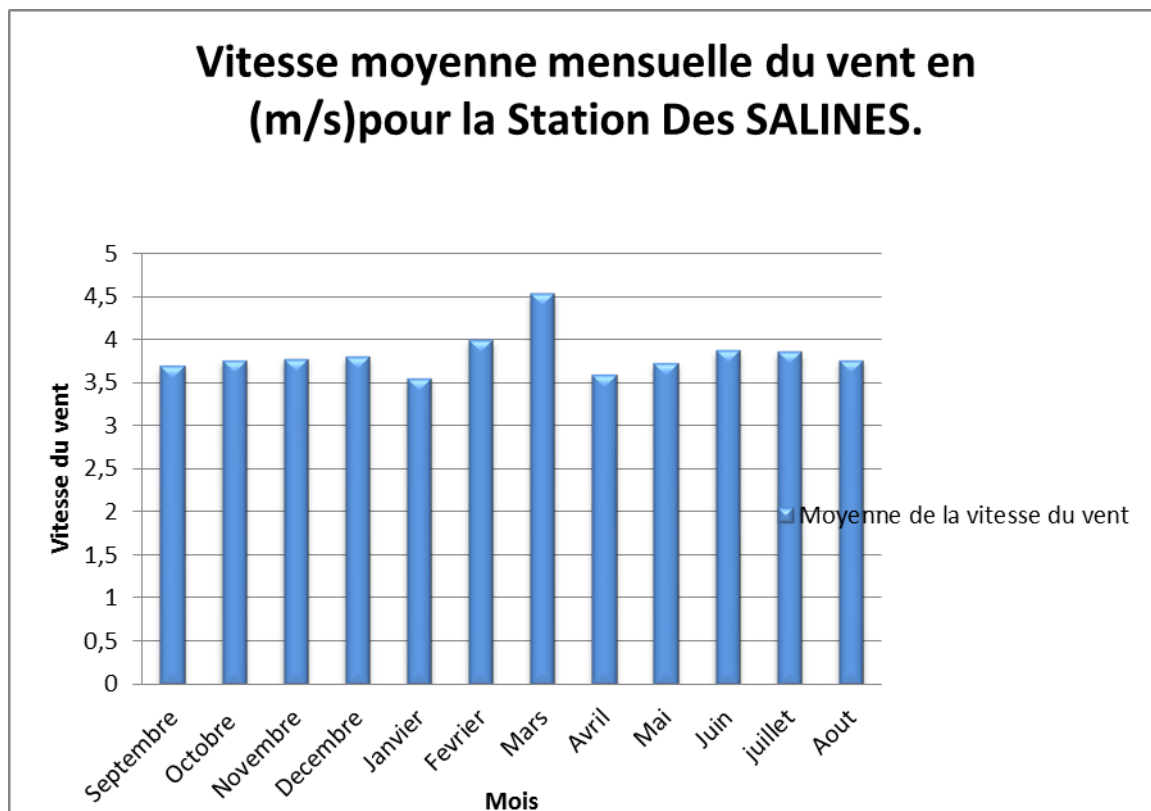


Fig. n° (II-1-3) : La vitesse moyenne mensuelle du vent en (m/s) (Station Les SALINES).

D'après la Fig. n°03 on remarque que la vitesse la plus forte du vent est marquée aux mois de Février et Mars, par contre la plus faible est marquée aux mois de Janvier et Avril.

II-1-4) L'Humidité :

L'humidité relative de l'air montre l'état de l'atmosphère en expliquant s'il est plus ou moins proche de la condensation, elle correspond au rapport de la tension de vapeurs réelles observées à la tension de vapeur saturante à la même température (Tab. n°04).

Station/Mois	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juill	Aou	Sep	Oct	Nov	Dec
Les SALINES	79,81	77,74	76,01	75,29	75,93	73,45	71,07	70,79	73,71	74,70	76,71	77,37

Tab. N° (II-1-4) : Les moyennes mensuelles de l'humidité relative (Station Les SALINES en (%)) «1984-2010».

On remarque que l'humidité maximale à la station des SALINES est de l'ordre 80% au mois de Janvier, par contre l'humidité minimale est à l'ordre de 70% au mois d'Aout.

II-1-5) Conclusion :

L'étude climatologique nous a permis de déterminer que la zone d'étude est caractérisée par un climat de type méditerranéen avec deux saisons l'une pluvieuse et humide allant de la fin du mois d'Octobre jusqu'au mois d'Avril, l'autre de sèche et chaude allant de la fin du mois d'Avril jusqu'au début du mois d'Octobre.

II-2) Le relief :

Le **relief** est l'ensemble des formes que présente la surface de la terre. Il joue un rôle crucial dans l'activité humaine.

La région de Refes Zahouane zone haute se caractérise par un relief accidenté, dont on retient essentiellement une importante couverture forestière.

II-3) Les sources hydrauliques :

La partie supérieure de Refes Zahouane sera alimentée à partir d'un réservoir projeté de capacité 200 m³. Ce réservoir est alimenté à partir du réservoir de capacité 2*1000m³ (Sidi Aissa).

Quant à la partie inférieure Refes Zahouane, elle est alimenté par soutirage d'un débit de 16,69 l/s à partir d'un forage (débit exploitation=17 l/s) qui alimente une partie du centre ville d'Annaba.

II-3-1) Le fonctionnement :

Le réservoir distribue directement l'eau vers la zone haute de Refes Zahouane à un réseau ramifié avec une conduite en PEHD.



CHAPITRE III

Etude des besoins en eau

Définitions :

Compte tenue de l'accroissement démographique de la population et l'amélioration du nombre d'habitants à différents horizons, il s'avère nécessaire d'évaluer les besoins en eau à court, moyen, et long terme.

Et à fin de faire une étude démographique en doit déterminer les paramètres démographiques suivants:

+ Population:

Le nombre d'habitants est nécessaire dans l'étude démographique, il est un paramètre statistique dans toute l'étude de l'élaboration d'un projet d'alimentation en eau potable. La population du centre Refes Zahouane zone haute en 2008 égale 1007 habitants.

+ L'horizon de l'étude:

L'horizon d'étude est un facteur limitant certaine période dans notre étude, comme il nous permet d'obtenir le nombre d'habitants grâce à la formule des intérêts composés, cette période est estimée par les techniciens à 25 ans.

+ Le taux d'accroissement:

Le taux d'accroissement de la commune d'Annaba est estimé à **2,00%**.

III-1) Evolution de la population:

L'estimation de la population future suit la loi de l'accroissement géométrique donnée par la relation des intérêts composés :

$$P_f = P_a (1 + t/100)^n$$

(Source : APC ANNABA)

Localité	Evolution de la population pour différents horizons						
	2008	2012	2014	2020	2025	2030	2040
RAFES ZAHOUANE Zone haute	1007	1090	1134	1277	1410	1557	1898

Tableau N° (III-1-1) : Evolution de la population pour différents horizons

Avec :

- ✓ **P_f** : Population future.
- ✓ **P_a** : Population actuelle.
- ✓ **t** : Taux d'accroissement = **2.00 %**.
- ✓ **n** : Nombre d'années (la différence entre l'année de référence et l'année considérée).

Les résultats de calculs sont illustrés dans le tableau ci-après.

Le graphique ci-après, illustré en histogrammes, montre bien l'évolution de la population de REFES ZAHOUANE – ZONE HAUTE, pour les différents horizons :

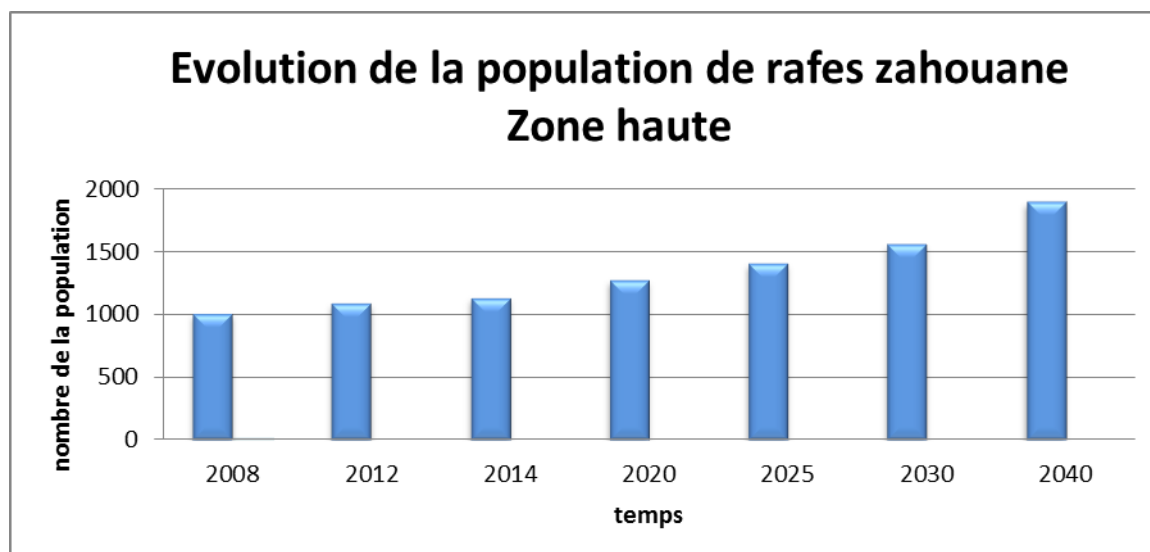


Fig. n° (III-1) : Evolution de la population

- Le terrain de Refes Zahouane zone haute est accidenté, c'est pour cela qu'on a divisé notre travail en deux parties : **partie (A) supérieure** et **partie (B) inférieure** :

Partie A supérieure :

Année Localité	Evolution de la population pour différents horizons				
	2014	2020	2025	2030	2040
REFES ZAHOUANE Zone haute Partie A	665	749	827	913	1113

Tableau N° (III-1-2) : Evolution de la population de la partie (A).

Partie B inférieure :

Année Localité	Evolution de la population pour différents horizons				
	2014	2020	2025	2030	2040
REFES ZAHOUANE Zone haute Partie B	469	528	583	644	785

Tableau N° (III-1-3) : Evolution de la population de la partie (B).

III-2) Estimation des besoins en eau:

La consommation en eau d'une agglomération comprend plusieurs paramètres:

- ✓ Consommation domestique qui correspond aux abonnées particuliers et ordinaire
- ✓ Consommation publics les habitats communaux et services public

La détermination des besoins en eau ce fait avec les étapes suivantes:

➤ Besoins domestique.

➤ Besoins publics :

- ✚ Besoins scolaires.
- ✚ Besoins socioculturels.
- ✚ Besoins commerciaux (tourisme).

III-2-1) Besoins domestiques:

La consommation moyenne journalière est obtenue par la formule suivante :

$$C_d = D_i \times N_i$$

Avec :

C_d : Consommation moyenne journalière.

D_i : Dotation journalière soit (150L/J/habitant).

N_i : Nombre d'habitants= 665 hab.

Les calculs des besoins domestiques dépend de deux paramètres sont:

- Le nombre d'habitants.
- La dotation journalière.

La dotation est variable et se change d'une agglomération à une autre selon le nombre d'habitant.

Nous pouvons donner des dotations qui peuvent être adoptées.

- Ville de ≤ 2000 hab la dotation est de 150l/J/hab.
- Ville de 2000 à 20 000 hab la dotation sera de 150 à 200 l/J/hab.
- Ville de 20 000 à 100 000 hab la dotation sera de 300 à 350 l/J/hab.

Les besoins domestiques de la zone d'étude pour les divers horizons sont reportés sur le tableau suivant:

Partie A supérieure :

	Evolution de la population pour différents horizons				
	2014	2020	2025	2030	2040
REFES ZAHOUANE Zone haute Partie A	665	749	827	913	1113
dotation (L/j/hab)	150	150	150	150	150
Besoins domestiques	99,75	112,33	124,03	136,94	166,92

Tableau N° (III-2-1-1) : variation des besoins domestiques.

Partie B inférieure :

	Evolution de la population pour différents horizons				
	2014	2020	2025	2030	2040
Population de RAFES ZAHOUANE Zone Haute Partie B	469	528	583	644	785
dotation (L/j/hab)	150	150	150	150	150
Besoins domestiques	70,35	79,23	87,47	96,58	117,72

Tableau N° (III-2-1-2) : variation des besoins domestiques.

III-2-2) Besoins publics :

Les besoins publics sont évolués sur la base d'une dotation, soit par capacité de production, ou par unité de surface occupée, ou par le nombre d'usager et cela selon le cas et l'importance de l'établissement.

La partie supérieure (A) ne contient pas des équipements publics.

Les équipements existants dans la partie inférieure (B) sont résumés dans le tableau suivant:

<i>Equipements</i>	<i>Nombre</i>
<i>MASJED</i>	<i>1</i>
<i>Ecole</i>	<i>1</i>
<i>Hôtels</i>	<i>2</i>

Tableau N° (III-2-2) : Les équipements publics

III-2-2-1) Besoins scolaires :

Les besoins en équipements scolaires dépendent du nombre d'élèves scolarisables (court, moyen, et long terme). Tableau suivant:

Type d'équipement	Horizon de projection	Dotation (L/j/élève)	Nombre élève d'élèves	Besoins à l'horizon ()					
				2012	2014	2020	2025	2030	2040
Ecole primaire (1)	Existe	50	180	9	9	9	9	9	9

Tableau N° (III-2-2-1) : Variation des besoins scolaires à divers horizons.

III-2-2-2) Besoins Socioculturels :

Les besoins socioculturels sont évalués sur la base d'une dotation, dévisée par le nombre d'usagers ou fidèles, Tableau suivant :

Type d'équipement	Horizon de projection	Dotation (L/j /fid)	Nombre d'usager	Besoins à l'horizon ()					
				2012	2014	2020	2025	2030	2040
Masjed	Existe	75	500	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5

Tableau N° (III-2-2-2) : Variation des besoins Socioculturels à divers horizons

III-2-2-3) Tourisme :

Type d'équipement	Horizon de projection	Dotation (L/j /lit)	Nombre des lits	Besoins à l'horizon ()					
				2012	2014	2020	2025	2030	2040
Hôtels (2)	Existe	170	1300	221	221	221	221	221	221

Tableau N° (III-2-2-3) : Variation des besoins commerciaux à divers horizons.

III-2-2-4) Les besoins totaux :

Tous les besoins en eau à différents horizons sont résumés dans le tableau suivant :

types des besoins en (m ³ /j)	
--	--

	<i>Besoins à l'horizon (m³/j)</i>				
	2014	2020	2025	2030	2040
Besoins domestiques	70,35	79,23	87,47	96,58	117,72
Besoins scolaires	9	9	9	9	9
Besoins Socioculturels	37,5	37,5	37,5	37,5	37,5
Besoins tourisms	221	221	221	221	221
Besoins totaux	337,85	346,73	354,97	364,08	385,22

Tableau N° (III-2-2-4) : Les besoins totaux.

III-3) Etude des variations des débits :

III-3-1) Le débit moyen journalier ($Q_{\text{moy j}}$) :

Partie (A) Supérieure :

Le débit moyen journalier est défini comme étant le produit des pertes d'eau par les besoins en eau.

$$Q_{\text{moy j}} = \text{besoins totaux} + \text{pertes d'eau.}$$

OU :

$$Q_{\text{moy j}} = \text{besoins totaux} \times 1,2$$

Remarque : Les pertes d'eau représentent 20% de besoins totaux qui sont les fuites, ce Dernier à cause de :

- Les accidents éventuels (nature du terrain très accidenté).
- Manque d'entretien sur réseau
- Branchement illicites
- Branchement anarchique de la part des abonnées ce qui conduit à l'apparition des fuites.

Pour différents horizons, les débits moyens journaliers sont représentés sur le tableau suivant:

<i>Année</i>	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{\text{moy j}}$ (m³/j)	119,7	134,796	148,836	164,328	200,304

Tableau N° (III-3-1) : Débits moyens journaliers à différents horizons.

III-3-2) Evaluation des débits maximaux journaliers ($Q_{\max j}$) :

Avant les calculs des débits max journaliers, on doit obtenir le K_j (le coefficient d'irrégularité journalière maximum). Il tien compte des pertes d'eau dans le réseau. On peut l'obtenir grasse au rapport entre la consommation maximale journalière et la consommation moyenne journalière. $Q_{\max j} / Q_{\text{moy} j}$.

Comme il nous permettre de savoir combien de fois le débit max journalier dépasse le débit moyen journalier. Afin de calculer le débit max journalier on utilise la relation suivante :

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

Avec :

- + $Q_{\max j}$: Débit maximal journalier en (m^3/j).
- + $Q_{\text{moy} j}$: Débit moyen journalier en (m^3/j).
- + K_j : Coefficient d'irrégularité maximal.

Ce coefficient nous permet de savoir combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier et il varie entre [1,1 et 1,3], on prend

$$K_j = 1,2.$$

Année	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{\max j}$ (m^3/j)	143,64	161,7552	178,6032	197,1936	240,3648

Tableau N° (III-3-2) : détermination des débits maximaux journalier à différents horizons.

III-3-3) Détermination des débits horaires :

Le calcul du débit horaire dépend des habitudes de la population, du nombre d'habitants et de leurs modes de vie, et des installations sanitaires qui influent sur le régime de la consommation.

III-3-3-1) Le débit moyen horaire :

$$Q_{\text{moy} h} = \frac{Q_{\text{moy} j}}{24}$$

Avec :

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

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

Les débits moyens horaires pour différents horizon sont représentés dans le tableau suivant :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{moy\ h}(m^3/h)$	4,99	5,62	6,20	6,85	8,35

Tableau N° (III-3-3-1) : détermination des débits moyens horaires à différents horizons.

III-3-3-2) Le débit maximum horaire :

$$Q_{max\ h} = \frac{Q_{max\ j}}{24}$$

Avec :

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

$Q_{max\ h}$: débit maximal horaire (m^3/h).

Les débits maximums horaires pour différents horizon sont représentés dans le tableau suivant :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{max\ h}(m^3/h)$	5,985	6,7398	7,4418	8,2164	10,0152

Tableau N° (III-3-3-2) : détermination des débits maximums horaires.

III-3-4) Détermination du débit de pointe horaire :

$$Q_p = Q_{moy\ j} \times K_p$$

Avec :

Q_p : débit point horaire (m^3/h).

Q_{moyj} : débit moyen journalier (m^3/j).

K_p : Coefficient de point horaire.



Calcul du coefficient de pointe horaire (K_p):

K_p est donnée par la relation :

$$K_p = K_j \times K_h$$

Avec :

K_j : Coefficient d'irrégularité maximal journalier = 1,2.

K_h : Coefficient d'irrégularité horaire, donnée par la relation :

$$K_h = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau des confort et conditions locales et du niveau de développement variant entre 1,2 et 1,4.

Pour notre cas, il a été adopté un coefficient $\alpha_{max}=1.3$.

β_{max} : Coefficient qui tient compte du nombre d'habitant, sa valeur peut être obtenue à partir du tableau suivant :

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000	100000	300000	1000000
Bmax	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03	1

Tableau N° (III-3-4) : les valeurs de β_{max} à différents population.

Le tableau suivant présente les valeurs de β_{max} à différents horizons :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Population	665	749	827	913	1113
K_j	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
β_{max}	2	2	2	2	1,96

Tableau N° (III-3-4-1) : les valeurs de β_{max} et K_j à différents horizons.

$$K_h = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Donc :

$$K_{h(2014)} = 1,3 \times 2$$

$$K_{h(2014)} = 2.6$$

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Population	665	749	827	913	1113
α_{max}	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
β_{max}	2	2	2	2	1,96
K_h	2,60	2,60	2,60	2,60	2,55

Tableau N° (III-3-4-2) : détermination du K_h

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Population	665	749	827	913	1113
k_h	2,6	2,6	2,6	2,6	2,55
k_j	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
K_p	3,12	3,12	3,12	3,12	3,06

Tableau N° (III-3-4-3) : détermination du K_p

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Population	665	749	827	913	1113
$Q_{moy j}$	119,7	134,796	148,836	164,328	200,304
K_p	3,12	3,12	3,12	3,12	3,06
$Q_p (m^3/j)$	373,464	420,564	464,368	512,703	612,930

Tableau N° (III-3-4-4) : détermination du débit de pointe Q_p .

Les résultats des débits (moy_j), (max_j), (moy_h), (max_h) et débits de pointe horaire sont représentés dans le tableau suivant :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{moyj} (m^3/j)$	119,7	134,796	148,836	164,328	200,304
$Q_{maxj} (m^3/j)$	143,64	161,7552	178,6032	197,1936	240,3648
$Q_{moyh} (m^3/h)$	4,99	5,62	6,20	6,85	8,35
$Q_{maxh} (m^3/h)$	5,985	6,7398	7,4418	8,2164	10,0152
$Q_p (m^3/j)$	373,464	420,564	464,368	512,703	612,930

Tableau N° (III-3-4-5) : le tableau récapitulatif des débits.

Partie (B) Inférieure :

Débits moyens journaliers (Q_{moyj}) :

Pour différents horizons, les débits moyens journaliers sont représentés sur le tableau suivant:

Année	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{moyj} (m^3/j)$	405,42	416,076	425,964	436,896	462,264

Tableau N° (III-3-4-6) : débits moyens journaliers à différents horizons.

Débits maximaux journaliers (Q_{maxj}) :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
K_j	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$Q_{maxj} (m^3/j)$	486,504	499,2912	511,1568	524,2752	554,7168

Tableau N° (III-3-4-7) : débits maximaux journaliers à différents horizons.

Détermination des débits horaires :

• Le débit moyen horaire :

Pour différents horizons, les débits moyens horaires sont représentés sur le tableau suivant:

Année	2014	2020	2025	2030	2040
-------	------	------	------	------	------

Q_{moy} $h(m^3/h)$	16,89	17,34	17,75	18,20	19,26
-------------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Tableau N° (III-3-4-8) : détermination des débits moyens horaires à différents horizons.

- Le débit maximum horaire :

Pour différents horizons, les débits maximums horaires sont représentés sur le tableau suivant:

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Q_{max} $h(m^3/h)$	20,271	20,8038	21,2982	21,8448	23,1132

Tableau N° (III-3-4-9) : détermination des débits maximaux horaires.

 Détermination du débit de pointe horaire :

Le tableau suivant présente les valeurs de β_{max} à différents horizons :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Population	469	528	583	644	785
K_j	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
β_{max}	2	2	2	2	2

Tableau N° (III-3-4-10) : les valeurs de β_{max} à différents horizons.

Le tableau suivant présente les valeurs de K_h pour différents horizons :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Population	469	528	583	644	785
α_{max}	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
β_{max}	2	2	2	2	2
K_h	2,60	2,60	2,60	2,60	2,60

Tableau N° (III-3-4-11) : détermination du K_j , β_{max} et K_h

Année	2014	2020	2025	2030	2040
Population	469	528	583	644	785
K_j	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2
$Q_{moy j}$	405,42	416,076	425,964	436,896	462,264
K_h	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
K_p	3,12	3,12	3,12	3,12	3,12

$Q_p \text{ (m}^3/\text{j)}$	1264,91	1298,16	1329,01	1363,12	1442,26
------------------------------	---------	---------	---------	---------	---------

Tableau N° (III-3-4-12) : détermination du Q_p

Les résultats des débits (Q_{moyj}), (Q_{maxj}), (Q_{moyh}), (Q_{maxh}) et débits de pointe horaire sont représentés dans le tableau suivant :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{moyj} \text{ (m}^3/\text{j)}$	424,62	435,276	445,164	456,096	481,464
$Q_{maxj} \text{ (m}^3/\text{j)}$	509,544	522,3312	534,1968	547,3152	577,7568
$Q_{moyh} \text{ (m}^3/\text{h)}$	17,69	18,14	18,55	19,00	20,06
$Q_{maxh} \text{ (m}^3/\text{h)}$	21,231	21,7638	22,2582	22,8048	24,0732
$Q_p \text{ (m}^3/\text{j)}$	1264,91	1298,16	1329,01	1363,12	1442,26
$Q_p \text{ (l/s)}$	14,64	15,02	15,38	15,78	16,69

Tableau N° (III-3-4-13) : le tableau récapitulatif des débits.

III-3-5) Evaluation des besoins en stockage Partie (A) supérieure :

D'après les résultats obtenus des débits moyens journaliers pour différents horizons mentionner dans le tableau suivant :

Année	2014	2020	2025	2030	2040
$Q_{moyj} \text{ (m}^3/\text{j)}$	119,7	134,796	148,836	164,328	200,304

Tableau N° (III-3-1) : Débits moyens journaliers.

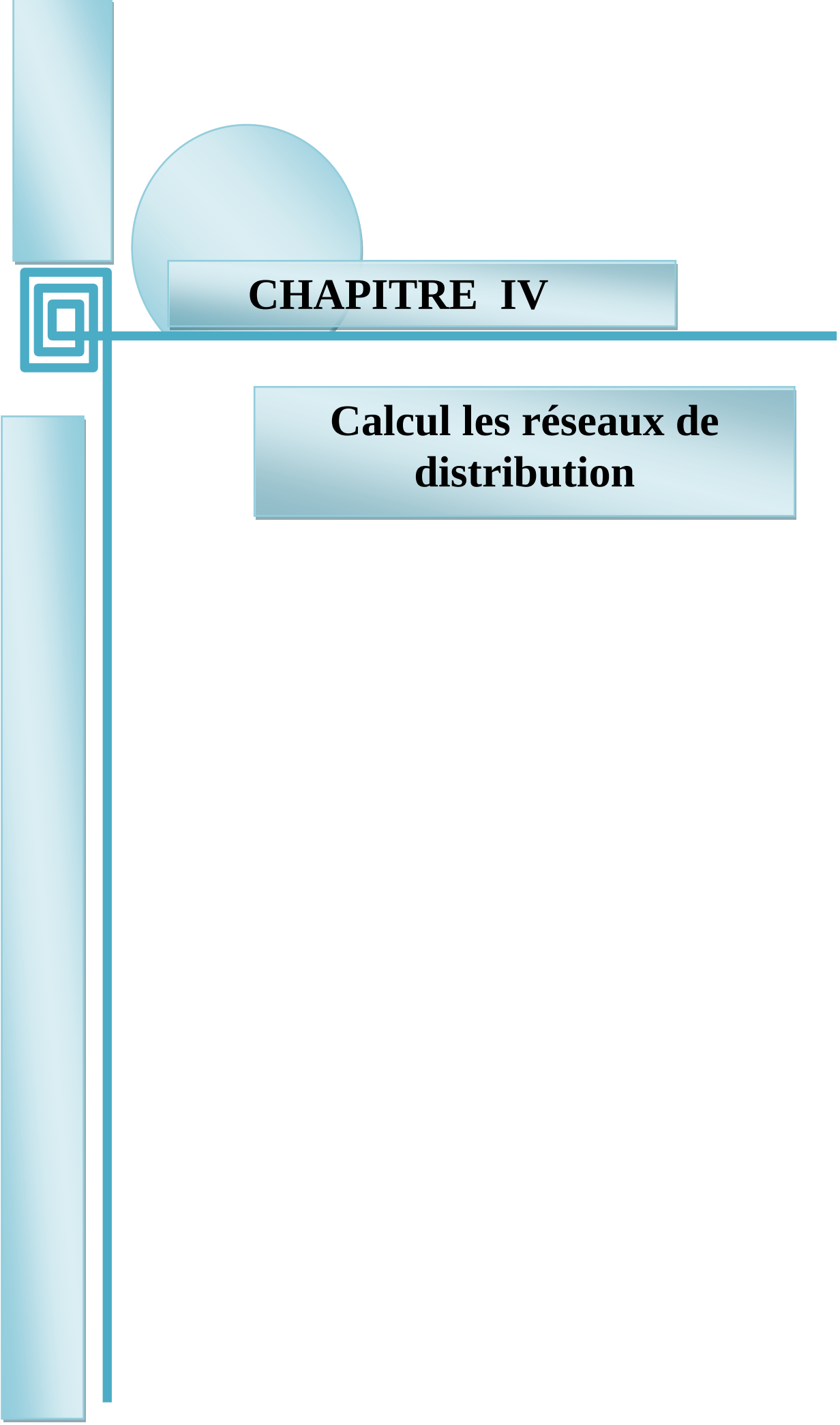
Nous considérons que :

➤ *Actuellement (en 2014) le déficit en stockage est de $119,7 \text{ m}^3$.*

- *En court terme (2020) le déficit en stockage est de 134,796 m³.*
- *En moyen terme (2025) le déficit en stockage est de 148,836 m³.*
- *En long terme (2040) le déficit en stockage est de 200,304 m³.*

Nb :

L'analyse des résultats nous permet de proposer une réalisation d'un réservoir d'une capacité de stockage de 200 m³.



CHAPITRE IV

Calcul les réseaux de distribution

IV-1) Généralités :

Le réseau de distribution est un système de conduites connectées entre elles. L'eau est distribuée à partir de ce réseau qui doit être dimensionné de telle façon à assurer le débit et la pression nécessaires à chaque consommateur.

IV-2) Conception des réseaux :

IV-2-1) Les types des réseaux : Suivant la structure et l'importance de l'agglomération on distingue les différents types des réseaux de distribution dont :

- Réseau maillé.
- Réseau ramifié.
- Réseau étagé.
- Réseau combiné.

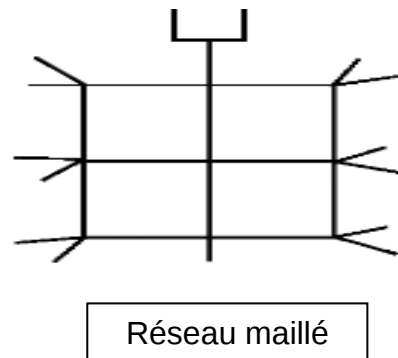
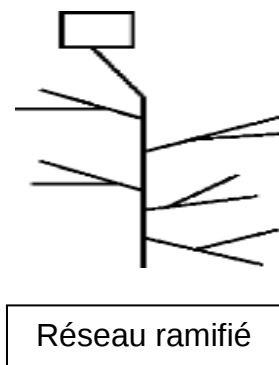


Fig. n° (IV-1) : réseau ramifié et réseau maillé

IV-2-1-1) Le réseau maillé :

Pour la distribution en eau potable des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. 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.

IV-2-1-2) Réseau ramifié :

On les appelle ainsi grâce à leur structure arborisante fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales, leur inconvénient réside dans l'existence d'un seul cheminement, ce qui en cas d'incident sur la conduite principale, priverait d'eau toute la partie située en aval.

IV-2-1-3) Réseau étagé :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que cette ville présente des différences de niveau importantes.

La distribution par le réservoir donne de fortes pressions aux points bas (normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'une brise charge intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau.

IV-2-1-4) Réseau combiné (mixte):

Le réseau combiné c'est un réseau composé par deux ou trois type du réseau précédent, en général ce type est dicté lorsque la ville est condensée dans une région et dispersée dans une autre, et lorsque la ville est localisée dans un relief accidenté.

IV-2-2) Choix des types de réseaux :

Le choix du type du réseau est fonction de la nature des habitations. Dans notre cas et vue la nature du milieu (zone d'étude), on a choisi d'alimenter cette localité par un réseau ramifié.

IV-2-3) Choix des matériaux :

Pour l'alimentation en eau potable des agglomérations plusieurs types de matériaux sont utilisés en fonction de la nature du sol, de la résistance de ce matériau, de la durée de vie, de sa destination, de l'économie et entretien et de l'exploitation.

Pour cette étude on a choisie le PEHD parce qu'il répond a nos besoins comme il présente plusieurs caractères à savoir :

- ✓ Qualité hydraulique maximum grâce à sa paroi lisse.
- ✓ Le nombre de raccord limité grâce à sa flexibilité.
- ✓ Résistance à la corrosion interne et externe et microbiologique et à l'abrasion.
- ✓ Faible coût.
- ✓ Bonne résistance chimique.

- ✓ Respect de la saveur de l'eau.
- ✓ Etanchéité des réseaux.
- ✓ Identification des tuyaux facile tous les mètres par un sigle au choix ou trait de couleurs, cela permet une facilité de gestion et de maintenance
- ✓ Facilité de transport et d'installation due à leur légèreté et leur flexibilité.
- ✓ Facilité de soudage par électro fusion ou bout à bout, offrant un système complètement soudé.
- ✓ Durée de vie supérieure de 50ans.

IV-3) Dimensionnement des réseaux :

IV-3-1) Calcul du débit spécifique Q_{sp} :

C'est le débit consommé pour un mètre linéaire du réseau.

Le débit spécifique est exprimé par le rapport du débit de pointe sur la longueur total du réseau.

Avec :

$$Q_{sp} = Q_{ph} / \sum L$$

Q_{ph} : débit de point horaire = 7,094 (L/s)

$\sum L$: la somme des longueurs des tronçons = 3909m

Alors :

$$Q_{sp} = 0.00181 \text{ (L/s/m)}$$

IV-3-2) Calcul du débit en route au tronçon (débit propre):

C'est le débit qui doit être consommé le long du tronçon concerné.

$$Q \text{ (en route)} = Q_{sp} \times \text{longueur du tronçon}$$

- **Exemple de calcul pour le tronçon (R-N1) :**

$Q_{\text{propre}} = Q_{\text{sp}} \times \text{longueur du tronçon.}$

$Q_{\text{propre}} = 0.00181 \times 36.$

$$Q_{\text{propre}} (N1) = 0.06516 (L/s)$$

IV-3-3) Débit de calcul Q_{calcul} :

Le débit qui arrive du réservoir est réparti arbitrairement dans le réseau de distribution. On a au niveau de chaque nœud une égalité entre la somme des débits qui y arrivent et celle des débits qui sortent

A partir de cette répartition on a déterminé le débit de calcul qu'il représente la somme du débit de transit (s'il existe) et le débit propre au tronçon.

C'est le débit avec lequel on a fait nos calculs des conduites (calcul des diamètres).

$$Q_{\text{calcul}} = Q_{\text{propre}} + Q_{\text{transite}}$$

IV-4) Calcul hydraulique des réseaux :

Partie (A) supérieure :

IV-4-1) Calcul du diamètre (D) :

Le diamètre de la conduite est calculé à partir de la formule suivante :

$$Q = v \times s$$

Q: débit de calcul (m^3/s).

V: vitesse d'écoulement (m/s).

S: la section de la conduite (m^2).

Généralement la vitesse dans un réseau de distribution doit être entre:

$$\{0.5 \leq V \leq 1.5\} (m/s).$$

On va prendre $V = 1 (m/s)$.

On a:

Avec:

D : diamètre de calcul (m).

Alors:

$$Q = V \times \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\frac{D^2}{4} = \frac{Q}{V \times \pi}$$

$$D^2 = \frac{4Q}{V \times \pi}$$

$$\sqrt{D^2} = \sqrt{\frac{4Q}{V \times \pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{V \times \pi}}$$

On va prendre $V = 1$ (m/s).

$$D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi}}$$

IV-4-2) Calcul de la vitesse :

La vitesse se calcule à partir de la formule suivante :

$$Q = v \times s$$

Donc :

$$v = Q / S$$

IV-4-3) Calcul des pertes de charges totales : (ΔH_t)

$$\Delta h_L = J \times L$$

Avec :

Δh_L : pertes de charge linéaire.

J : graduant de perte de charge dans un mètre linéaire de chaque tronçon.

L: longueur de chaque tronçon.

$$j = \frac{\lambda \times v^2}{2 \times g \times D}$$

Avec :

v : est la vitesse moyenne de l'eau dans la section de chaque tronçon (m/s).

g : L'accélération de la pesanteur. (g = 9,81m/s)

D : Diamètre intérieur de chaque tronçon (mm).

λ : Coefficient de frottement linéaire de chaque tronçon.

Le calcul du coefficient de frottement linéaire se fait comme suit :

En première approximation la valeur de (**λ**) est déterminée par la formule suivante :

$$\lambda = (1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D})^{-2}$$

Avec :

ε : rugosité absolue (mm) pour chaque tronçon, on prend ε = 0.002mm, pour le PEHD.

D : diamètre intérieur de chaque tronçon (mm).

ΔH_s : pertes de charge singulières.

ΔH_T : pertes de charge totale. On considère que les pertes de charge singulières représentent 15% des pertes de charge linéaires

Alors :

$$\Delta h_s = \Delta h_L \times 15\%$$

Nb :

On néglige les pertes de charge singulière.

IV-5) calcul des pressions au sol :

IV-5-1) Calcul de la cote piézométrique (C_p) :

Les cotes piézométriques calculées à partir de la cote radiée du réservoir.

$$C_p = C_{ra} - \Delta H_T$$

C_p : cote piézométrique en un point.

C_{ra} : cote radié du réservoir.

ΔH_T : pertes de charge totale.

VI-5-2) Calcul de la pression (P_{NI}) :

$$P_{NI} = C_{P(NI)} - CTN_{(NI)}$$

Avec :

P_{NI} : pression en un point (NI)

CTN_{NI} : cote de terrain naturel

IV-6) Calcul du réseau par logiciel « EPANET » :

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. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution. En voici quelques exemples: définition d'un programme de prélèvement d'échantillons, calage d'un modèle hydraulique, simulation du chlore résiduel, et estimation de l'exposition de la population à une substance. **EPANET** offre une aide à la recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme par exemple:

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système.
- modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs.
- préciser l'usage des stations de recoloration (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)

Partie (A) :

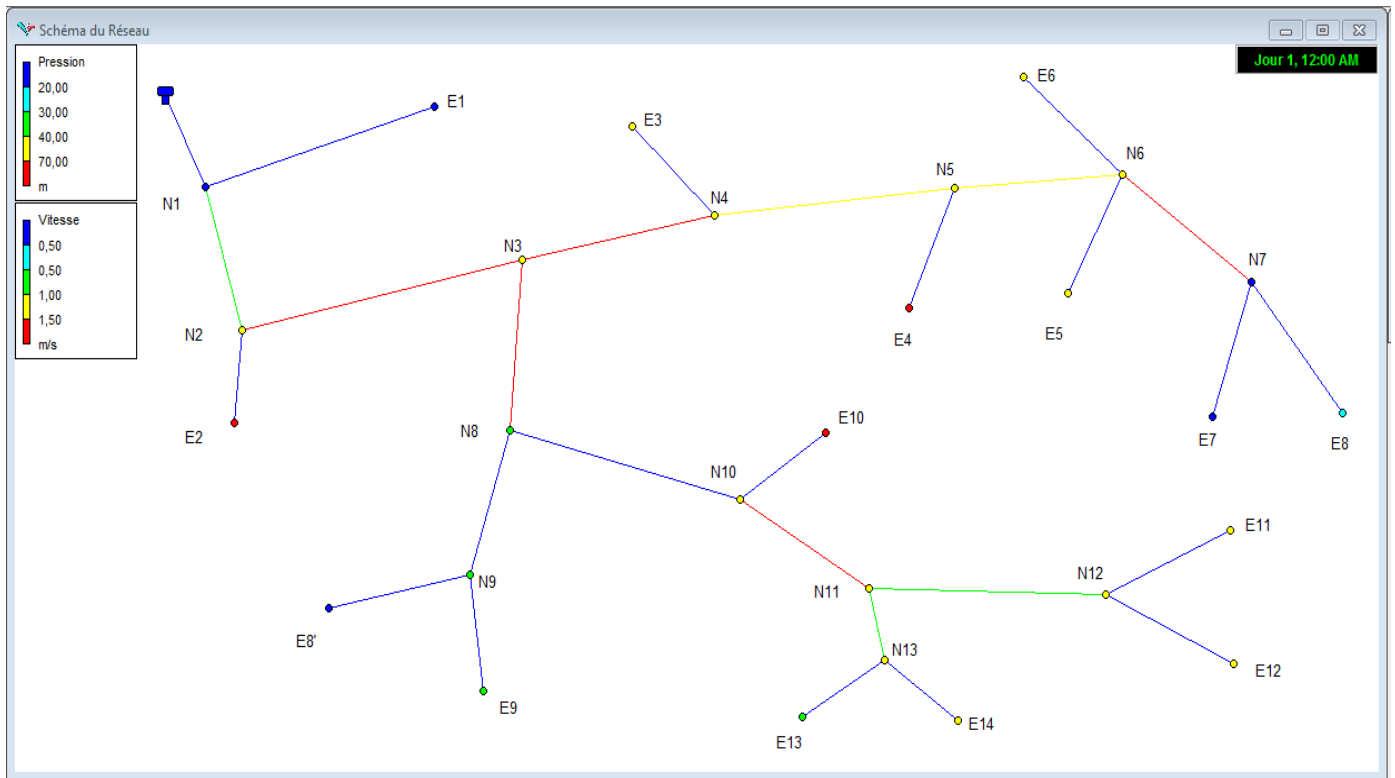


Figure N°IV-2- : Réseau de distribution dans l'Epanet après la simulation. (Partie A)

Partie (B) :

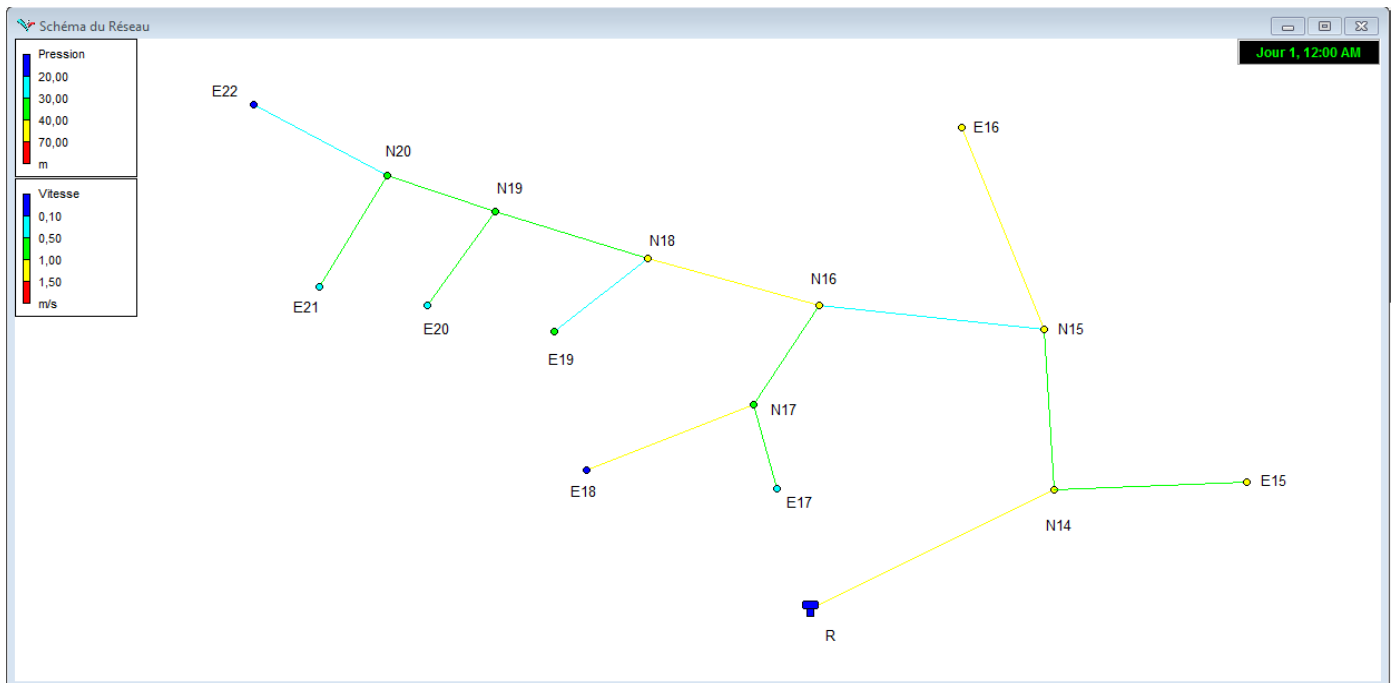


Figure N°- IV-3- : Réseau de distribution dans l'Epanet après la simulation. (Partie B)

Les résultats dans le Tableau suivant :

Partie (A) supérieure :

- ✚ Cote terrain naturel du réservoir projeté 200 M³ : 217.45m.
- ✚ Cote cross du réservoir projeté 200 M³ : 221,45m
- ✚ Pression au nœud N2 : 66.55m.

Tronçon	Long	Q spec	Q propre	débit	Diamètre extérieure Standard	Vitesse	Perte de charge Unitaire	Perte de charge Totale	H _p amot	H _p aval	Cote	P
	M	(l/s/m)	(l/s)	L/S	mm	m/s	m/ml	m	m	m	m	m
R200m3-N1	36	0,00181	0,07	7.09	160	0.45	0,00168	0,06	221,45	221,39	212,69	8,70
N1-N2	493		0,89	6.66	110	0.9	0,00981	4,84	221,39	216,55	150	66,55
N1-E1	212		0,38	0.38	63	0.17	0,00094	0,20	221,39	221,19	210	11,19
N2-N3	469		0,85	5.72	75	1.79	0,06113	28,67	216,55	187,88	118,42	69,46
N2-E2	28		0,05	0.005	32	0.11	0,00069	0,02	216,55	216,53	145,26	71,27
N3-N4	26		0,05	2.30	50	1.61	0,08376	2.17	187,88	185,71	121,39	64,32
N4-E3	70		0,13	0.13	32	0.23	0,00394	0,28	185,71	185,43	130,29	55,14
N4-N5	19		0,03	2.12	50	1.49	0,07180	1,36	185,71	184,34	123,5	60,84
N5-E4	131		0,24	0.24	32	0.42	0,01194	1,56	184,34	182,78	105	77,78
N5-N6	30		0,05	1.85	50	1.30	0,05508	0,51	184,34	182,69	126,73	55,96
N6-E5	64		0,12	0.12	32	0.21	0,00342	0,22	182,69	182,47	128,76	53,71
N6-E6	102		0,19	0.19	32	0.33	0,00780	0,80	182,69	181,89	136,9	44,99
N6-N7	718		1,30	1.49	40	1.64	0,11475	26,03	182,69	100,30	85,38	14,92
N7-E7	50		0,09	0.09	32	0.16	0,00210	0,11	100,30	100,19	83,72	16,47
N7-E8	52		0,09	0.09	32	0.16	0,00222	0,12	100,30	100,18	77	23,18
N3-N8	302		0,55	2.57	50	2.17	0,16723	15,57	187,88	137,38	100	37,38
N8-N9	207		0,38	0.68	63	0.36	0,00429	1,74	137,38	136,49	105,87	30,62
N9-E8'	105		0,19	0.19	40	0.21	0,00251	0,26	136,49	136,23	125,6	10,63
N9-E9	62		0,11	0.11	32	0.20	0,00303	0,19	136,49	136,30	103	33,30
N8-N10	174		0,32	1.33	90	0.31	0,00192	0,33	137,38	137,05	76,56	60,49
N10-E10	85		0,15	0.15	32	0.32	0,00811	0,69	137,05	136,36	65,03	71,33
N10-N11	138		0,25	0.86	32	1.78	0,20280	8,91	137,05	109,06	62,54	46,52
N11-N12	63		0,11	0.28	32	0.58	0,02409	1,52	109,06	107,54	58,78	48,76

N12-E11	29		0,05	0.05	32	0.11	0,00077	0,02	107,54	107,52	64	43,52
N12-E12	62		0,11	0.11	32	0.23	0,00458	0,28	107,54	107,26	50,56	56,70
N11-N13	29		0,05	0.33	32	0.68	0,03298	0,20	109,06	108,10	63,34	44,76
N13-E13	41		0,07	0.07	32	0.15	0,00216	0,09	108,10	108,01	70	38,01
N13-E14	112		0,20	0.20	32	0.42	0,01341	1,50	108,10	106,60	52,69	53,91

Tab n ° (IV-6-1): calcul de Q spéc, Q propre, débit, diamètre, Vitesse, Perte de charge, la hauteur piézométrique (hp) et la pression de la partie (A)
Nb :

La remarque essentielle qu'on peut tirer de notre réseau projeté est l'existence des certaines vitesses au dessous de la norme requise (0.5 m/s) au niveau de certains tronçons et certaines pression et vitesse qui dépasse les normes. Ces caractéristiques sont la résultante directe de trois facteurs :

- ✚ La distribution spatial des habitations dans notre zone d'étude qui est très dispersé ce qui lui donne un caractère de zone épars.
- ✚ La non disponibilité des données de recensement par nombre d'occupant de chaque habitation pour pouvoir dimensionner avec la densité de population au lieu de la méthode linéaire.
- ✚ La forte déclivité du terrain qui présente des différences de niveau très importante.

Mais pour remédier au problème de faible vitesse nous avons adopté les solutions suivantes :

- ✚ Projection d'un réseau ramifié ;
- ✚ Branchement directe de tous les citoyens (pas de borne fontaine ni abreuvoir);

Par contre pour les pressions élevées nous recommandons de créer des pertes de charges singulières locales juste sur la conduite de branchement des citoyens pour faire chuter la pression (utilisation des réducteur en série ou des diaphragmes).

Pour les vitesses *élevées* nous recommandons le branchement avec un le plus petit diamètre existant soit 15/21 mm pour faire chuter les vitesses et éviter toute incommodité à l'utilisation.

L'utilisation d'un réducteur de pression réglable est liée à des problèmes de gestion car il demande une réinitialisation de configuration à chaque coupure d'eau. Ce cas de figure est omniprésent dans notre réalité.

Pour les vitesses élevées nous risquons d'avoir des pressions négatives par endroit si on diminue le diamètre notamment au nœud N2-N3 et pour les autres tronçons on a utilisé le diamètre minimal recommandé (32 mm)

IV-6-1) Conclusion :

D'après le tableau des pressions, il y'a lieu de conclure ce qui suit :

Adoption du PEHD, PN16 bars : pour tous les tronçons N3 jusqu'à N13 et pour le tronçon N2-E2 et on adopte du PEHD, PN10 pour le reste des tronçons de la cité Refes Zahouane partie A commune d'Annaba.

Partie(B) inférieure :

- ✚ Cote terrain naturel du réservoir existant 2500 M³ : 76m.
- ✚ Cote cross du réservoir existant 2500 M³ : 80 m
- ✚ Pression au nœud N14: 51,26m.

Tronçon	Long	Q spec	Q propre	débit	Diamètre extérieure Standard	Vitesse	Perte de charge Unitaire	Perte de charge Totale	H _p amot	H _p aval	Cote	P
	M	(l/s/m)	(l/s)	L/S	mm	m/s	m/ml	m	m	m	m	m
R500m3-N14	206	0,007529889	1,55	16,69	160	1.07	0,00107	0,22	80	78,26	27	51,26
N14-N15	334		2,51	14.73	125	0.94	0,00154	0,52	78,26	76,04	7,59	68,45
N14-E15	54		0,41	0.41	32	0.71	0,00070	0,04	78,26	76,59	23,56	53,03
N15-E16	159		1,20	1.2	40	1.32	0,00132	0,21	76,04	63,92	11,21	52,71
N15-N16	136		1,02	11.01	110	0.45	0,00045	0,06	76,04	75,87	12,51	63,36
N16-N17	324		2,44	4.64	75	0.94	0,00094	0,31	75,87	71,45	38,31	33,14
N17-E17	161		1,21	1.21	63	0.54	0,00054	0,09	71,45	70,20	46,01	24,19
N17-E18	131		0,99	0.99	40	1.09	0,00109	0,14	71,45	64,53	48,11	16,42
N16-N18	150		1,13	5.35	90	1.09	0,00109	0,16	75,87	73,19	30	43,19
N18-E19	35		0,26	0.26	32	0.45	0,00045	0,02	73,19	72,72	35,64	37,08
N18-N19	160		1,20	3.96	75	0.80	0,00080	0,13	73,19	71,57	34,29	37,28
N19-E20	69		0,52	0.52	32	0.89	0,00089	0,06	71,57	68,22	40,47	27,75
N19-N20	77,5		0,58	2.24	75	0.70	0,00070	0,05	71,57	70,78	40,76	30,02

N20-E21	47		0,35	0.35	32	0.61	0,00061	0,03	70,78	69,68	43,46	26,22
N20-E22	173		1,30	1.30	75	0.41	0,00041	0,07	70,78	70,13	59	11,13

Tab n° (IV-6-2) : calcul de Q spec, Q propre, débit, Vitesse, Perte de charge, la hauteur piézométrique (hp) et la pression de la partie (B)

IV-6-2) Conclusion :

Adoption du PEHD, PN10 bars : pour tous les tronçons de la partie B de la cité Rafes Zahouane commune d'Annaba.

IV-7) Equipements du réseau de distribution :

Le réseau de distribution est équipé d'un certain nombre d'accessoires permettant soit de relier les conduites et assurer la sécurité ou faciliter le changement de diamètre, les pièces accessoires du réseau sont :

IV-7-1) Robinet vannes :

Les robinets vannes sont des appareils qui permettent l'isolement des différents tronçons du réseau en particulier pour les réparations ; ils sont places au niveau de chaque nœud. On distingue deux types :

- robinet vanne pour les gros diamètres.
- robinet d'arrêt ou de prise sont utilises dans le réseau (petit diamètre) au niveau des Branchements.

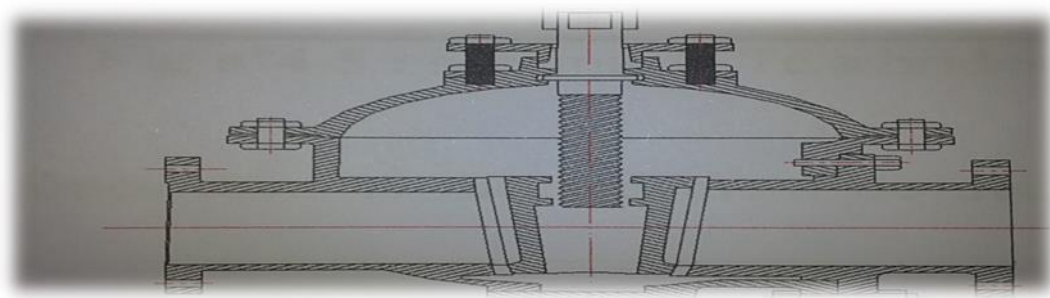


Fig. n° (IV-4) : Schéma de robinet vanne

IV-7-2) Equipement de montage :

a) Les coudes :

L'utilisation des coudes est indispensable pour le changement de la direction de l'eau.

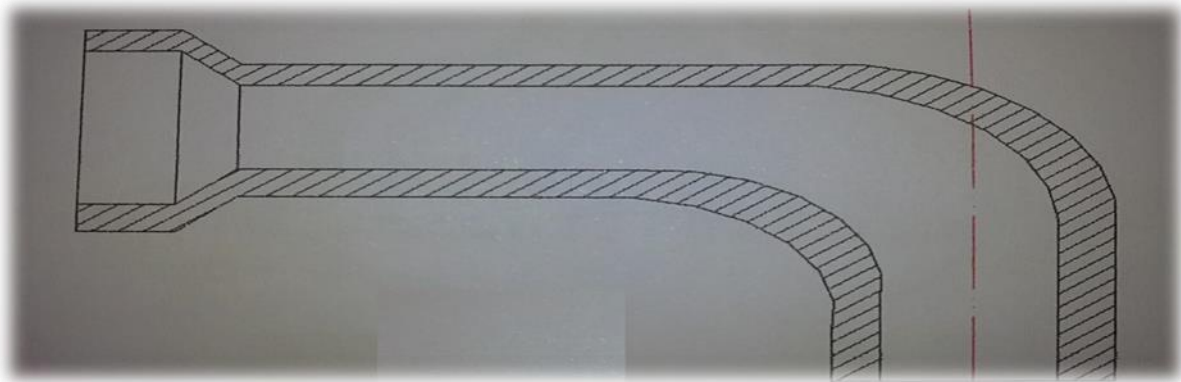


Fig. n° (IV-5) : Schéma d'un coude.

b) Les tés :

Les tés sont conçus pour permettre la prise des conduites secondaires à partir de la canalisation principale ou à un montage d'une ventouse ou d'une ventouse ou d'une bouche d'incendie.

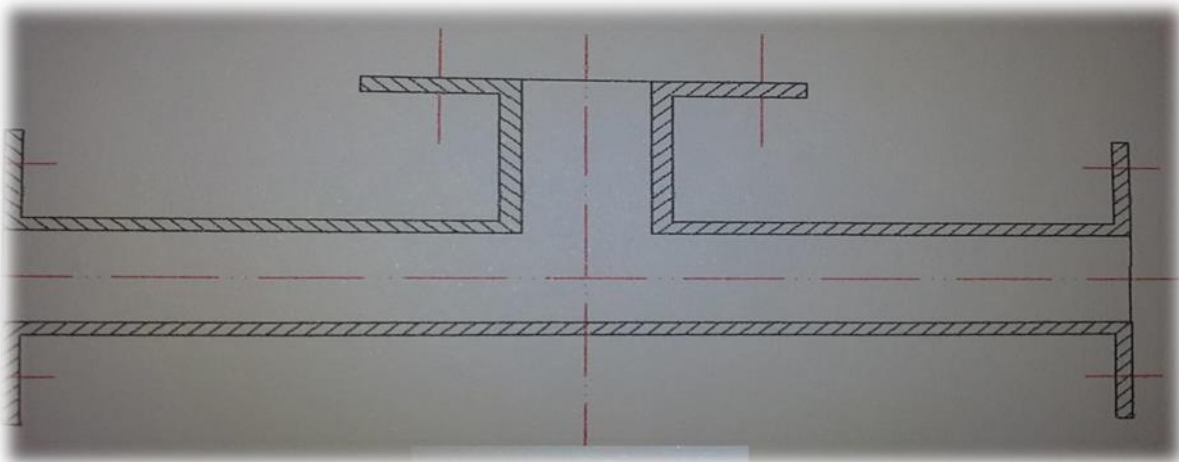


Fig. n° (IV-6) : Schéma de té à brides.

c) Les cônes :

En rencontre les cônes dans le raccordement de deux conduites de différents diamètres.

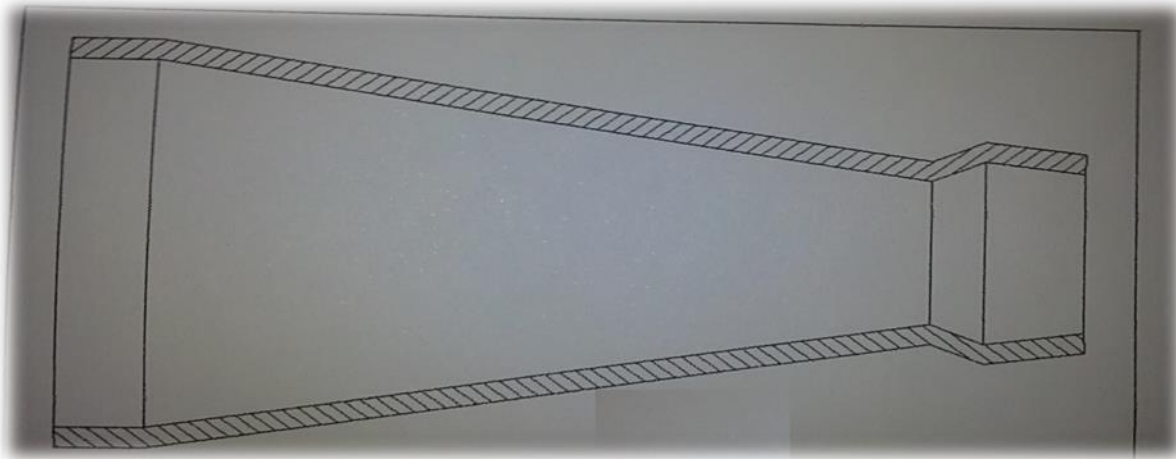


Fig. n° (IV-7) : Schéma d'un cône.

d) Les vannes de vidange :

Elles sont placées aux points bas du réseau.

e) Les ventouses :

Les ventouses sont des appareils places aux pointes les plus hauts du réseau, pour évacuer l'air éventuellement entraîné par l'eau qui s'accumulerait aux points hauts des conduites du réseau sans perte inutile d'eau.

Les ventouses peuvent aérer les conduites en cas de vidange par pénétration d'air.

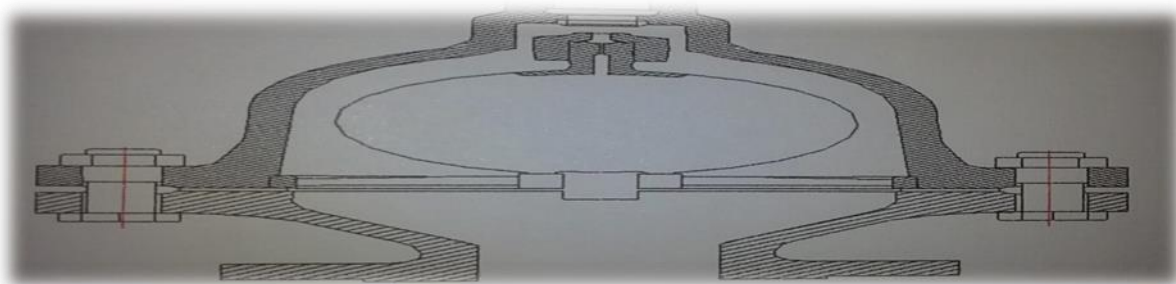


Fig. n° (IV-8) : Schéma de ventouse à simple effet



CHAPITRE V

Adduction

V-1) Généralités :

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis la source à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages architecturaux vers les lieux de consommation dans notre étude l'adduction de l'eau se fait par refoulement.

V-2) Dimensionnement des conduites d'adduction :

V-2-1) calcul le diamètre de la conduite :

Une première approximation pour déterminer le diamètre de la conduite à l'aide des formules donnant le diamètre économique.

Parmi ces formules, nous prenons celle de Bress simplifiée qui permet d'éviter les dépôts dans la conduite.

➤ **formule de Bress :**

$$D = 1.5 \sqrt{Q_{\max}}$$

Avec :

Q : débit max véhiculé en m³/s.

D: est le diamètre extérieur de la conduite en mm.

Ainsi on aura :

➤ **formule de Bonin :**

$$D = \sqrt{Q_{\max}}$$

Q : débit max véhiculé en m³/s

D_{éco} : est le diamètre économique de la conduite en mm

➤ **Calcule de diamètre intérieur :**

$$D_{\text{int}} = D_{\text{ext}} - (e \times 2)$$

Avec :

D_{int}: Diamètre intérieur.

D_{ext}: Diamètre extérieur.

e : Épaisseur.

V-2-2) Calcul de la vitesse :

$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Avec :

V : la vitesse en m/s.

Q : le débit en m³/s.

D : le diamètre intérieur en m.

V 2-3) Calculs les Pertes de charge:

On rencontre deux types de pertes de charge dans les conduites d'adduction.

- ✓ Pertes de charge linéaires.
- ✓ Pertes de charge singulières.

Les premières sont dues aux frottements de l'eau contre les parois de canalisations elles sont déterminées par la formule suivante :

$$\Delta H = J \times L$$

Avec:

- ✓ **L** : Longueur géométrique de la conduite (m) ;
- ✓ **J** : Gradient de perte de charge.
 - ✓ **Darcy- Weisbakh:**

$$J = \frac{\lambda}{D_h} \frac{V^2}{2g} L$$

Où :

- ✓ **D_{RH}** : Diamètre de la (m) ;
- ✓ **V** : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- ✓ **g** : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;
- ✓ **λ** : Coefficient de frottement adimensionnel qui dépend de la nature du régime d'écoulement et de la nature de matériau de la conduite

En régime turbulent **λ** est donné par la formule de **Colebrook-White** :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k}{3,7 D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{\lambda}} \right)$$

avec:

- ✓ D : diamètre de la conduite (mm).

a) Vérification du régime (nombre de Reynolds) :

Pour chaque calcul, on vérifie le régime d'écoulement à l'aide de la formule suivante:

$$Re = \frac{VD}{\sigma}$$

où:

- ✓ R : Nombre de REYNOLDS ;
- ✓ V : Vitesse moyenne d'écoulement (m/s) ;
- ✓ σ : Viscosité cinématique de l'eau.

Les pertes de charge singulières sont occasionnées par les vannes, robinets, ventouses, changement de direction, ou de section ...etc.

Généralement estimées à 15% des pertes de charge linéaires, les pertes de charge totale le long de la conduite sont :

$$\Delta h_t = \Delta H_L + \Delta H_S = \Delta H_L + 0,15 \Delta H_L = 1,15 \Delta H_L$$

$$j = 1,15 \frac{\lambda V^2}{D 2g} L$$

V-2-4) Calcul de la hauteur manométrique totale (HMT) :

a) Hauteur géométrique total:

$$H_{MT} = H_g + \Delta H_t$$

Où:

- ✓ H_g : Hauteur géométrique de refoulement ;
- ✓ Δh_t : Perte de charge totale ;

V-2-5) Puissance absorbée par la pompe:

$$P = \frac{gQH_{mt}\rho}{\dots}$$

Avec :

- ✓ P : Puissance en Kw.
- ✓ ρ : La masse volumique de l'eau.
- ✓ η : Rendement de pompage (0,7 ÷ 0,8) on prend $\eta = 0,8$
- ✓ Hmt : Hauteur manométrique totale.
- ✓ Q : Débit refoulé en m³/s.

V-2-6) Energie consommée par la pompe:

$$E = P \cdot t \cdot 365 \text{ (Kwh/an)}$$

Et voila les tableaux qui résume les calcule pour les trois diamètres :

- **Calcul de la vitesse, λ et Hmt :**

long adduction (m)	Ø extérieur (mm)	Ø intérieur (mm)	D.int (m)	Qrefoulé (m3/s)	V (m/s)	λ	ΔH (m)	hg (m)	Hmt (m)
1420	110	96,8	0,09	0,008	1,09	0,019292	19,60875	57,6	77,3
1420	125	109,1	0,11	0,008	0,84	0,019729	10,63353	57,6	68,3
1420	160	140,8	0,14	0,008	0,51	0,02067421	3,24294881	57,6	60,9

Tableau N° (V-2-6-1) : Calcul de la vitesse, λ et Hmt

- **Calcul des frais d'exploitation:**

Ø extérieur (mm)	Ø intérieur (mm)	Hmt (m)	Q refoulé (m3/s)	puissanc e (Kw)	Nbr d'heure de pompag e	Energie (Kwh/an)	DA/Kw h	Dépenses (DA)
110	96,8	77,30	0,008	7,58	7	19374.585	3	58,123.755 0
125	109,1	68,32	0,008	6,70	7	17124.987	3	51,374.960 9
160	140,8	60,93	0,008	5,98	7	15272.5694	3	45,817.708 3

Tableau N° (V-2-6-2) : Calcul des frais d'exploitation

- **Calcul des frais d'amortissement:**

Ø extérieur	Ø intérieur	prix	longueur	Dépenses	Annuité
-------------	-------------	------	----------	----------	---------

(mm)	(mm)	DA/ml	(m)	(DA)	(DA)
110	96,8	632,39	1420	897993,8	79023,4544
125	109,1	772,35	1420	1096737	96512,856
160	140,8	1336,43	1420	1897730,6	167000,293

Tableau N° (V-2-6-3) : Calcul des frais d'amortissement

• **Calcul des frais totaux:**

Ø extérieur	Ø intérieur	Frais d'amortissement	Frais d'exploitation	Frais total	Diamètre économique
(mm)	(mm)	(DA)	(DA)	(DA)	(mm)
110	96,8	79023,4544	58,123.76	137147.2094	110
125	109,1	96512,856	51,374.96	147887.8169	
160	140,8	167000,2928	45,817.71	212818.0011	

Tableau N° (V-2-6-4) : Calcul des frais totaux.

V-3 : Conclusion :

D'après l'étude technico-économique le diamètre économique est de DN**110**mm en PEHD PN**10** bars avec un débit = **8** l/s et $H_{mt} = 77.30$ m, Vitesse = **1.09** m/s et une perte de charge totale=**19,61**m.

Conclusion :

L'étude que nous avons menée sur l'agglomération de (rafes zahouane), Wilaya de (Annaba), nous a permis de tirer quelques grands traits suivants :

- L'étude de la démographie a montré qu'à l'horizon **2040** la dite agglomération comportera environ **1898 habitants** :

1113 habitants dans la zone haute (partie A), qu'ils auront besoin d'un volume maximal journalier de **240.36 (m³/j)** et soit un débit de pointe horaire de **7.09 (L/s)**

785 habitants dans la zone basse (partie B) qu'ils auront besoin d'un volume maximal journalier de **554.72 (m³/j)** et soit un débit de pointe horaire de **16.69 (L/s)**

- La ressource sera deux réservoirs de capacité **2500** et **200 m³** avec la projection d'une station de pompage au niveau du réservoir qui va alimenter le réservoir projeté de capacité **200 m³**.
- La configuration des réseaux de distribution sera de type ramifié avec un matériau en PEHD de PN 10 et PN16 (partie A). de PN10 (partie B) des diamètres différents allant du **32 mm** jusqu'au **160 mm**.
- L'étude des adductions donne la projection d'une adduction en PEHD de **PN 10** des diamètres **110 mm**.
- En matière de stockage, la capacité nécessaire sera de l'ordre de **200 m³ (partie A)**.
- Enfin, nous espérons que notre étude a pu apporter des solutions techniques adéquates pour faire face aux problèmes actuels d'eau que connaît la population de (rafes zahouane).

Dédicace

A l'occasion de

l'élaboration

du mémoire de fin d'étude, je dédie ce modeste travail :

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, la flamme de mon cœur, ma vie et mon bonheur ; qui a été mon ombre durant toutes les années des études, et qui a veillé tout au long de ma vie à m'encourager, à me donner l'aide et à me protéger ; A **Ma mère** que j'adore :

ARDJOUNA. « Tu as fait plus qu'une mère puisse faire pour que ses enfants suivent le bon chemin dans leur vie et leurs études. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance. »

A l'école de mon enfance, mon exemple éternel, mon soutien moral et source de joie et de bonheur, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir ; A mon **chère père** : **FOUDIL**. « Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation. »

A celle qui a partagé avec moi le meilleur et le pire, celle qui a toujours été là dans mes moments de détresse, mon inspiratrice depuis toujours, ma raison de vivre et la meilleure au monde, à celle que j'aime plus que tout ; **mon âme sœur** : **FATEN**. « Les mots ne suffisent guère pour exprimer l'attachement, l'amour et l'affection que je porte pour toi. »

A celui qui m'a toujours aidé et encouragé, qui était toujours à mes côtés ; et à qui je témoigne mon affection et ma profonde reconnaissance ;
A mon **chère frère** : **KARIM**. « Que dieu te protège. »

A ceux qui m'ont soutenus tout au long de mon travail par leurs vifs encouragements « mon deuxième frère **Ramzi** et mon cousin **Rachid** » et à toute ma famille (tantes, oncles et cousins).

A mes amis : **Asma, Moncef, Nour Eddin, Samir, Abir, Houda** et à tous ceux qui me connaissent.

RADJA

Dédicace

JE COMMENCE PAR RENDRE GRACE À DIEU ET A SA BONTE, POUR LA PATIENCE, LA COMPETANCE ET LE COURAGE QU'IL M'A DONNE POUR ARRIVER À CE STADE.

Avec tout mon amour éternel et avec l'intensité de mes émotions. Je dédie ce modeste travail :

A ma mère et mon père pour l'éducation qu'ils m'ont prodigué; avec tous les moyens et au prix de toutes les sacrifices qu'ils ont consentis à mon égard, pour le sens du devoir qu'ils m'ont enseigné depuis mon enfance. Ce travail n'est que le fruit de votre soutien, de votre encourage répéter, de votre prière et de votre amour profond

A mes chers frères : Samir , Islem

A mes amis : Akram, Chahine , Islem, Hamza

A mes chers cousins : Midou, Nassim, Zinou,

Raouf,

Farouk et Brahim.

A mes chères cousines : Wissem, Amira , Ines, Houda, Ahlem, Aya,

Sara, Soussou, Fatima et Nouhad.

A la mémoire de mes grands parents, a mes tantes Fadila & Nasira, a mes oncles Kamel et Ali, a mes cousine Nina et Ikram, que dieu les accueille dans son vaste paradis.

A ma grande famille que dieu vous protègent.

A tous mes professeurs.

A tout mes collègues de la promotion.

SAFI MONCEF

Dédicace

A la fontaine, qui ne se lasse pas me donner le bonheur tissé avec des fils de son cœur à ma chère mère. A Mon père qui a rend ma carrière scientifique possible. A mes amis qui m'ont accompagné au chemin de réussite et de créativité à vous Imed et Roumaïssa. A vous mes professeurs qui nous ont apprends des lettres d'or et des expressions les plus pures et sacrées de la science. Je vous dédie ce modeste travail espérant que vous l'aimez.

Benabdelaziz Noureddine

*Nous remercions notre dieu le tout puissant qui nous a aidés à réaliser ce modeste travail.
A celle que j'aime le plus au monde : ma très chère et merveilleuse maman le symbole de la
tendresse et de la gentillesse, je te dédie ce fruit de réussite, toi qui à été toujours notre
soutien dans cette vie par tes prières et tes conseils, toi l'espoir de ma vie : maman*

Khedoudja

*A celui qui nous a protégé et nous a appris comment vivre, à mon très cher père : papa
Mouloud*

A ma sœur symbole de patience et d'amour qui à été avec moi toujours :

Khawla

*A mes chers frères : **Ghoulem allah et Zakaria***

*A toute ma famille : **Benloucif et Boutouatou***

*A ma tante : **Louiza** Pour votre courage et votre patience. Que Dieu vous Protège et vous
prête longue vie*

*A mon groupe de travail : **Radja , Moncef et Noredidine***

*A tous mes amies : **Radja, Amina, Imen, Meryem et Amira***

*A tous mes collègues : **Rania , Marwa, Ilhem, Amel, Chaima , Chehla, khawla, chahinez, zineb
et samira***

A toute personne ayant contribué de près ou de loin a la réalisation de ce modeste travail.

Asma

Liste des tableaux

CHAPITRE II

Tab. N° (II-1-1) : Précipitations moyennes mensuelles en (mm) (Station Les SALINES) «1980-2010 »

Tab. N° (II-1-2) : Températures moyennes mensuelles en (°C) (Station Les SALINES) «1980-2010»

Tab. N° (II-1-3) : La vitesse moyenne mensuelle du vent en (m/s) (Station Les SALINES) «2000-2010».

Tab. N° (II-1-4) : Les moyennes mensuelles de l'humidité relative (Station Les SALINES en (%)) «1984-2010».

CHAPITRE III

Tab. N° (III-1-1) : Evolution de la population pour différents horizons.

Tab. N° (III-1-2) : Evolution de la population de la partie (A).

Tab. N° (III-1-3) : Evolution de la population de la partie (B).

Tab. N° (III-2-1-1) : variation des besoins domestiques.

Tab. N° (III-2-1-2) : variation des besoins domestiques.

Tab. N° (III-2-2) : Les équipements publics.

Tab. N° (III-2-2-1) : Variation des besoins scolaires à divers horizons.

Tab. N° (III-2-2-2) : Variation des besoins Socioculturels à divers horizons.

Tab. N° (III-2-2-3) : Variation des besoins commerciaux à divers horizons.

Tab. N° (III-2-2-4) : Les besoins totaux.

Tab. N° (III-3-1) : Débits moyens journaliers à différents horizons.

Tab. N° (III-3-2) : détermination des débits maximaux journalier à différents horizons.

Tab. N° (III-3-3-1) : détermination des débits moyens horaires à différents horizons.

Tab. N° (III-3-3-2) : détermination des débits maximaux horaires.

Tab. N° (III-3-4) : les valeurs de $\beta_{\max}$ à différents population.

Tab. N° (III-3-4-1) : les valeurs de $\beta_{\max}$ et K_j à différents horizons.

Tab. N° (III-3-4-2) : détermination du K_h

Tab. N° (III-3-4-3) : détermination du K_p

Tab. N° (III-3-4-4) : détermination du débit de pointe Q_p .

Tab. N° (III-3-4-5) : le tableau récapitulatif des débits.

Tab. N° (III-3-4-6) : débits moyens journaliers à différents horizons.

Tab. N° (III-3-4-7) : débits maximaux journaliers à différents horizons.

Tab. N° (III-3-4-8) : détermination des débits moyens horaires à différents horizons.

Tab. N° (III-3-4-9) : détermination des débits maximaux horaires.

Tab. N° (III-3-4-10) : les valeurs de $\beta_{\max}$ à différents horizons.

Tab. N° (III-3-4-11) : détermination du K_j , $\beta_{\max}$ et K_h .

Tab. N° (III-3-4-12) : détermination du Q_p .

Tab. N° (III-3-4-13) : le tableau récapitulatif des débits.

CHAPITRE IV :

Tab. N° (IV-6-1): calcul de $Q_{\text{spéc}}$, Q_{propre} , débit, diamètre, Vitesse, Perte de charge, la hauteur piézométrique (h_p) et la pression de la partie (A).

Tab. N° (IV-6-2) : calcul de Q_{spec} , Q_{propre} , débit, Vitesse, Perte de charge la hauteur piézométrique (h_p) et la pression de la partie (B).

CHAPITRE V :

Tab. N° (V-2-6-1) : Calcul de la vitesse, λ et Hmt.

Tab. N° (V-2-6-2) : Calcul des frais d'exploitation.

Tab. N° (V-2-6-3) : Calcul des frais d'amortissement.

Tab. N° (V-2-6-4) : Calcul des frais totaux.

Liste des figures

CHAPITRE I :

Fig. n° (I-01) : Cycle de l'eau.

Fig. n° (I-02) : Schéma général d'un réseau d'A.E.P.

Fig. n° (I-03) : réseau ramifié et réseau maillé.

CHAPITRE II :

Fig. n° (II-1-1) : Précipitations moyennes mensuelles en (mm) (Station Les SALINES).

Fig. n° (II-1-2) : La variation des températures moyennes mensuelles.

Fig. n° (II-1-3) : La vitesse moyenne mensuelle du vent en (m/s) (Station Les SALINES).

CHAPITRE III :

Fig. n° (III-1) : Evolution de la population.

CHAPITRE IV :

Fig. n° (IV-1) : réseau ramifié et réseau maillé.

Fig. n° (IV-2) : Réseau de distribution dans l'Epanet après la simulation. (Partie A).

Fig. n° (IV-3) : Réseau de distribution dans l'Epanet après la simulation. (Partie B)

Fig. n° (IV-4) : Schéma de robinet vanne.

Fig. n° (IV-5) : Schéma d'un coude.

Fig. n° (IV-6) : Schéma de té à brides.

Fig. n° (IV-7) : Schéma d'un cône.

Fig. n° (IV-8) : Schéma de ventouse à simple effet.

Liste des cartes

CHAPITRE I :

Carte n° (I-01) : Carte de découpage Administratif de la commune d'Annaba.

BIBLIOGRAPHIE

ANDRE.DUPONT : (*Hydraulique urbaine*), Tome II Eyrolles , Paris 1977.

J.BONIN : (*Aide mémoire d'hydraulique Urbaine*), Edition Eyrolles Paris 1982.

M.CARLIER : (*Hydraulique générale et appliquée*), Edition Eyrolles, Paris 1972.