



République Algérienne Démocratique et
Populaire Ministère de l'Enseignement Supérieur et de
la Recherche Scientifique



UNIVERSITE d'ADRAR

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE

**MEMOIRE DE FIN D'ETUDES EN VUE DE L'OBTENTION DU
DIPLOME DE MASTER 2, En Génie Civil
Option : Structures**

Theme :
Etude d'un réseau d'AEP à partir
d'un réservoir de stockage des eaux potables

Présenté Par :

- BAKHADDA Hanane
- ZARGHAF Aicha

Encadré par :

Pr. SEMCHA Abdélaziz

Évalué par :

1. Pr. MEKERTA Belkacem
2. Dr. BALEGH Benamar

Année Universitaire 2021-2022



شهادة الترخيص بالإيداع

انا الأستاذ(ة): سمسة عبد العزيز

المشرف مذكرة الماستر.

الموسومة بـ: Etude d'un réseau d'AEP à partir d'un réseau existant de stockage des eaux potables

من إنجاز الطالب(ة): بغداد بنات

و الطالب(ة): زرعان عائشة

كلية: العلوم والتكنولوجيا

القسم: علوم التكنولوجيا

التخصص: ميكانيك

تاريخ تقييم / مناقشة: 12 جوان 2022

أشهد ان الطلبة قد قاموا بالتعديلات والتصحيحات المطلوبة من طرف لجنة التقييم / المناقشة، وان المطابقة بين النسخة الورقية والإلكترونية استوفت جميع شروطها.
ويامكانهم إيداع النسخ الورقية (02) والايكترونية (PDF).

- امضاء المشرف:

ادرار في: 23.06.2022

مساعد رئيس القسم:



Remerciement



Avant tout propos, nous remercions « Dieu » le tout puissant qui nous a donné sagesse et courage pour faire correctement ce modeste travail.

Nous tenons à remercier tous ceux qui ont contribué de près ou de loin, à la réalisation de ce travail, en particulier :

*Pr. **Abdélaziz SEMCHA**, qui a bien voulu nous encadrer durant ce mémoire de fin d'études.*

*Nos plus vifs remerciements aux personnels de la direction de l'hydraulique de la wilaya d'**ADRAR** qui nous ont accueillies dans leurs bureaux et de nous avoir guidées durant toute la période du mémoire .*

Nos sincères remerciements s'adressent aussi aux membres du jury qui, malgré leurs occupations, ont bien voulu examiner et discuter notre travail.

A tous nos enseignants qui ont toujours répondu à nos questions. Sans oublier nos chères familles et toutes nos amis.

Merci à vous tous même ceux que nous n'avons pas cités.

DEDICACES

À chaque fois qu'on achève une étape importante dans notre vie, on fait une pensée pour se rappeler de ces personnes qui ont partagé avec nous tous les bons moments de notre existence, mais aussi les mauvais. Ces personnes qui nous ont aidées sans qu'on le leur demande, soutenues sans réserve, aimées sans compter, ces personnes qui en cru en nous et que grâce à qui notre bonheur et joie reviennent de droit. Que le tout puissant nous garde ces personnes très chères à nos cœurs.

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu à :

- *À ma très chère mère DJAMILA à qui je dois beaucoup pour ses sacrifices, son amour, son aide et son soutien.*
- *À mon père BEKRI qui m'a soutenu et à su me donner courage au moment venu.*
- *À mes frères MOHAMMED AMINE.*
- *À mes sœurs ISMAHAN ; AMIRA ; MIRA ; mon petit neveu Wael Badr El Din.*
- *À tous les membres de la famille : BAKHADDA ET BOUTALGA .*
- *À tous mes amis et mes collègues.*

HANANE



DEDICACES

Je dédie ce modeste mémoire qui est l'accomplissement de longues années d'études, en premier lieu :

- *À ma très chère mère EL KHADEM, à qui je dois beaucoup pour ces sacrifices, son amour, son aide et son soutien matériels et moral et me voir ainsi arriver à ce que je suis devenu aujourd'hui.*
- *À mon très cher père AHMED, pour ces conseils, son soutien matériels et moral et pour tout ses efforts et les faveurs qu'il m'a accordé et qui m'ont donné la volonté de réaliser et de finir ce travail.*

Et que Dieu les protège.

- *À mon cher frère MOHAMMED*
- *À mes sœurs FATIHA ; HALIMA ; CHERIHANE ; ROKIA ; petite nièce LOUGINE.*
- *À toute ma très belles famille et que dieu la protège : ZARGHAF ET FOUNGRA.*
- *À tous mes amis spécialement FOUNGRA IMANE ; ZARGHAF DJALOLA et mes collègues*

AICHA

Abréviations

AEP : Alimentation en eau potable.

APC : Assemblée populaire communale.

ADE : Algérienne des eaux.

BMP : (Format d'image raster).

D_{Int} : Diamètre intérieur.

D_{Ext} : Diamètre extérieur.

D_{th} : Diamètre théorique.

D_{standard} : Diamètre standard.

D : Diamètre.

DRE : Direction des Ressources en eau.

H_{inc} : Hauteur de l'eau d'incendie

ILP : Indice linéaire des pertes.

ILR : Indice linéaire de réparation.

K_{max,j} : Coefficient d'irrégularité maximal qui dépend de l'importance de l'agglomération.

K_{min,j} : Coefficient d'irrégularité minimal.

K_{max,h} : Coefficients de variation de consommation maximum horaire.

K_{min,h} : Coefficients de variation de consommation minimum horaire.

L : Longueur de la conduite (m).

L_i : Longueur du tronçon considéré (m).

L : Longueur.

ONA : Office National de l'Assainissement..

PEHD : Polyéthylène haute densité.

PN₁₀ : Pression normal à 10 bars.

P.C U : Perte de charge unitaire.

P_n : La population à l'horizon d'étude.

P₀ : La population de l'année de référence.

P% : Pourcentage de volume maximal journalier devant être stocké dans le réservoir.

Q : Débit.

Q_{conc} : Débit concentré au nœud en (l/s).

Q_{équipement} : Besoins des équipements.

Q_{ni} : Débit nodal de nœuds concerné (l/s).

Q_{moy,j} : Consommation moyenne journalière [m³/j].

Q_{min,j} : Débit d'eau minimal du jour le moins chargé de l'année.

Q_{max,h} : Débit maximal horaire en (m³/h).

Q_{min,h} : Débit minimal horaire en (m³/h).

Q_{majoré} : Débit moyen journalier majoré (m³/j).

Q_p : Débit de pointe en (l/s).

Q_r : Débit en route (l/s).

Q_{sp} : Débit spécifique en (l/s.ml).

R : Revanche en m (une épaisseur variante de 0,25 à 1m).

R + : Valeur maximale dans le réservoir (%).

R - : Valeur minimale dans le réservoir (%).

R_e : Nombre de Reynolds.

RN : Route national.

S : Section du réservoir en (m²).

SIG : Système d'information géographique.

SRE : Subdivision des Ressource en eau.

SQL : Structure Query Language, en français : langage de requête structurée.

V: Viscosité cinématique de l'eau.

V : la vitesse de l'eau en (m/s).

V_c : Volume de la conduite.

V_e : Volume d'enrobage.

V_{exc}: Volume d'excavation.

V_{inc} : Réserve d'incendie.

V_n : Capacité normalisée du réservoir en (m^3).

V_r : Volume de remblai.

V_R : Volume de réservoir.

V_s : Volume de lit de sable.

V_t : Volume total.

V_u : Volume utile.

ΔV_{inc} : Réserve d'incendie.

ΔV_{min} : Surplus en (m^3).

ΔV_{max} : Déficit en (m^3).

λ : Coefficient de pertes de charge.

τ : Taux d'accroissement démographique moyen de la population en %.

β : est un coefficient qui dépend des unités de chaque paramètre de l'équation.

ملخص :

تتكون أطروحة نهاية الدراسة الخاصة بنا من تغطية جميع النقاط التي تؤثر على الخطوط الرئيسية لدراسة شبكات تزويد المياه . وقد طبقنا دراستنا على منطقة حي تيليلان في أدرار من أجل الاستجابة نوعياً وكمياً للزيادة المتنامية. احتياجات مياه الشرب للسكان المستهدفين..

RESUME :

Notre mémoire de fin d'étude consiste à couvrir tous les points qui affectent les grandes lignes de l'étude des réseaux d'A.E.P. Nous avons appliqué notre étude sur le District de la province de Tililan à Adrar afin de répondre qualitativement et quantitativement aux besoins croissants en eau potable de la population ciblée.

ABSTRACT :

Our end-of-study dissertation consists of covering all the points that affect the main lines of the study of A.E.P networks. We have applied our study to the District of the province of Tililan in Adrar in order to respond qualitatively and quantitatively the growing drinking water needs of the target population.

Sommaire

Résumé

Dédicaces

liste des Tableaux

liste des Figures

Introduction générale:..... 1

Chapitre 1 :ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1	Introduction	2
1.2	Description d'un réseau d'AEP	2
1.3	Système de distribution	3
1.3.1	Les réseaux de distribution.....	3
1.3.1.1	Type de réseau de distribution	4
1.3.1.2	Réseau de distribution ramifié	4
1.3.1.3	Réseau de distribution maillé	5
1.3.1.4	Réseau de distribution combiné	5
1.3.1.5	Réseau de distribution étagé.....	6
1.3.1.6	Réseau de distribution à alimentation distinctes	6
1.3.2	Canalisations utilisées dans le réseau d'eau potable	6
1.3.2.1	Tuyaux en fonte ductile	6
1.3.2.2	Tuyaux en fonte acier.....	7
1.3.2.3	Tuyaux en béton armé	7
1.3.2.4	Tuyaux en amiante-ciment	8
1.3.2.5	Tuyaux en matière plastique	8
1.3.2.6	Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (P.V.C).....	8
1.3.2.7	Les tuyaux en polyéthylènes haute densité (PEHD)	9
1.3.3	Captage des eaux.....	9
1.3.3.1	Captage des eaux de surface.....	9
1.3.3.2	Captage des eaux souterraines	11
1.3.4	Station de traitement.....	12
1.3.4.1	Le prétraitement.....	12
1.3.4.2	Le traitement de clarification.....	12

1.3.4.3	<i>Le traitement bactéricide et virulicide</i>	13
1.3.5	<i>Les conduites d'adduction</i>	13
1.3.5.1	<i>Adduction gravitaire</i>	13
1.3.5.2	<i>Adduction par refoulement</i>	13
1.3.5.3	<i>Adduction mixte</i>	13
1.3.6	<i>Pompage</i>	14
1.3.7	<i>Réservoir de stockage</i>	14
1.3.7.1	<i>Fonction générale des réservoirs</i>	14
1.3.7.2	<i>Emplacement des réservoirs</i>	15
1.4	<i>Gestion des réseaux</i>	15
1.4.1	<i>Gestion classique</i>	15
1.4.1.1	<i>Rôle de la gestion des réseaux</i>	16
1.4.2	<i>Gestion informatisée des réseaux</i>	16
1.5	<i>Etapes de la modélisation</i>	17
1.5.1	<i>Connaissance de l'existant</i>	17
1.5.2	<i>Informations relatives au fonctionnement du réseau</i>	18
1.5.2.1	<i>Rendement du réseau</i>	18
1.5.2.2	<i>Indice linéaire de consommation (ILC)</i>	19
1.5.2.3	<i>Indice linéaire de perte (ILP)</i>	19
1.5.2.4	<i>Indice linéaire de réparation</i>	20
1.6	<i>Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP</i>	20
1.6.1	<i>EPANET</i>	20
1.7	<i>Conclusion</i>	20

CHAPITRE 2 : PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

2.1	<i>Introduction</i>	21
2.2	<i>Présentation de la zone</i>	21
2.3	<i>Situation Géographique</i>	21
2.4	<i>Situation La climatologie</i>	21
2.4.1	<i>Pluviométrie</i>	22
2.4.2	<i>Température</i>	22
2.4.3	<i>Humidité:</i>	22
2.4.4	<i>Vent</i>	22
2.5	<i>Situation topographique</i>	22
2.6	<i>Situation géologique</i>	23

2.7	<i>Situation hydraulique</i>	23
2.7.1	<i>Les eaux souterraines</i>	23
2.8	<i>Evaluation des besoins en eau</i>	23
2.9	<i>Situation démographique</i>	24
2.9.1	<i>Taux d'accroissement</i>	24
2.9.2	<i>Horizon de calcul</i>	24
2.10	<i>Catégories des besoins en eau potable</i>	26
2.10.1	<i>Généralités:</i>	26
2.10.2	<i>Estimation des besoins en eau potable</i>	26
2.10.2.1	<i>Choix de la norme unitaire de la consommation</i>	26
2.10.2.2	<i>Consommation moyenne journalière</i>	27
2.10.3	<i>Estimation des besoins en eau des différents secteurs</i>	27
2.10.3.1	<i>Besoins domestiques à l'horizon 2052</i>	27
2.10.3.2	<i>Besoins destinés aux équipements :</i>	27
2.11	<i>Caractéristiques de la consommation</i>	29
2.11.1	<i>Etude des variations des débits</i>	29
2.11.1.1	<i>Coefficient d'irrégularité journalier maximal</i>	29
2.11.1.2	<i>Coefficient d'irrégularité journalier minimal</i>	30
2.11.2	<i>Détermination du débit de pointe</i>	30
2.12	<i>Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :</i>	32
2.13	<i>Calcul de la consommation horaire</i>	33
2.13.1	<i>1^{er} Cas: la méthode analytique</i>	36
2.13.1.1	<i>Détermination de la capacité du stockage :</i>	37
2.13.2	<i>2^{eme} Cas: la méthode graphique</i>	37
2.14	<i>Dimensionnement de Réservoir:</i>	40
2.15	<i>Conclusion :</i>	41

CHAPITRE 3 : Le réservoir

3.1	<i>Introduction</i>	42
3.2	<i>Rôle des réservoirs :</i>	42
3.3	<i>Emplacement du réservoir :</i>	42
3.4	<i>Classification des réservoirs ^[1]:</i>	43
3.4.1	<i>Classification selon le matériau de construction :</i>	43
3.4.2	<i>Classification selon la situation des lieux :</i>	43

3.4.3	Classification selon la forme géométrique	45
3.4.4	Classification selon l'utilisation.....	45
3.5	Equipements des réservoirs	45
3.5.1	Equipements hydrauliques des réservoirs	45
3.5.1.1	Conduite d'arrivée ^[23]	45
3.5.1.2	Conduite de départ (distribution) ^[23]	46
3.5.1.3	Conduite de trop plein ^[24] :	46
3.5.1.4	Conduite de vidange :	47
3.5.1.5	Conduite by-pass :	47
3.5.1.6	Matérialisation d'une réserve d'incendie	48
3.6	Entretien des réservoirs ^[26]	49
3.7	Equipement de nettoyage	49
3.8	Conclusion	50
CHAPITRE 4: Les réseaux de distribution		
4.1	Introduction	51
4.2	Choix du type de réseau de distribution.....	51
4.2.1	Réseau ramifié	51
4.2.2	Réseau maillé.....	52
4.2.3	Réseau mixte :	52
4.2.4	Réseaux étagés.....	53
4.3	Exigences fondamentales du réseau	53
4.4	Conception du réseau de l'agglomération.....	54
4.5	Choix du tracé :	54
4.6	Choix du système de distribution	54
4.7	Choix de type de matériaux.....	54
4.8	Hypothèses de calcul	55
4.8.1	Débit :	55
4.8.2	Choix du diamètre	55
4.8.3	Pression	56
4.9	Principes de calcul:	56
4.9.1	Débit en route:.....	56
4.9.2	Débit de calcul.....	57
4.10	Calcul des réseaux ramifiés:.....	57
4.10.1	calcul d'un réseau ramifié	58

4.10.2	Calcul d'un réseau ramifié	63
4.10.3	Principes de calcul	63
4.10.3.1	La méthode de Hardy Cross:	63
4.10.3.2	Exemple de calcul d'un réseau maille :	65
4.11	Conclusion	69
	Conclusion Générale	71
	Références Bibliographiques	
	Annexes	

Liste de Figure

Figure 1 : Schéma des principaux ouvrages constituant un réseau d'AEP.....	2
Figure 2 : Schéma d'Alimentation en Eau Potable	3
Figure 3 : Réseau ramifié ^[3]	4
Figure 4 : Réseau ramifié ^[3]	4
Figure 5 : Réseau maillé ^[3]	5
Figure 6 : Casse dans un réseau maillé ^[3]	5
Figure 7 : Tuyaux en fonte ductile ^[7]	6
Figure 8 : Tuyaux en acier ^[7]	7
Figure 9 : Tuyaux en béton armé ^[7]	7
Figure 10 : Tuyaux en amiante-ciment ^[8]	8
Figure 11 : Tuyaux en PVC ^[7]	8
Figure 12 : Tuyau en PEHD ^[7]	9
Figure 13 : Prise au milieu d'une rivière ^[11]	10
Figure 14 : Prise dans le fond du lit d'une rivière ^[11]	10
Figure 15 : Prise sur berge ^[11]	11
Figure 16 : Captage direct de l'eau à partir d'une source ^[11]	11
Figure 17 : Captage direct de l'eau par un forage ^[11]	12
Figure 18 : Plan de situation de la commune concernée par le projet	21
Figure 19 : Carte géologique de la région d'étude.....	23
Figure 20 : Evaluation de la population pour différents l'horizon	25

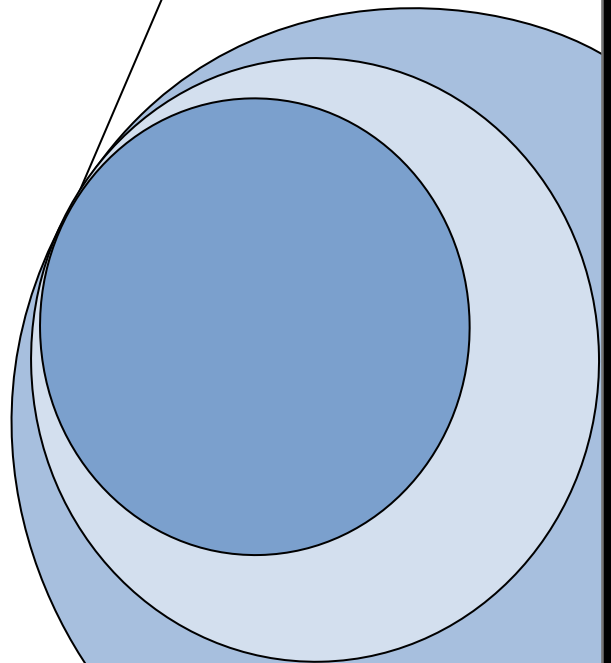
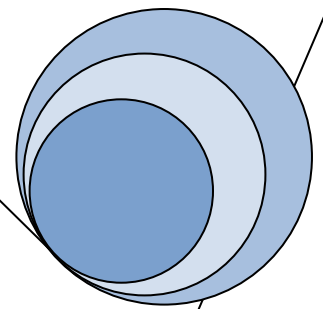
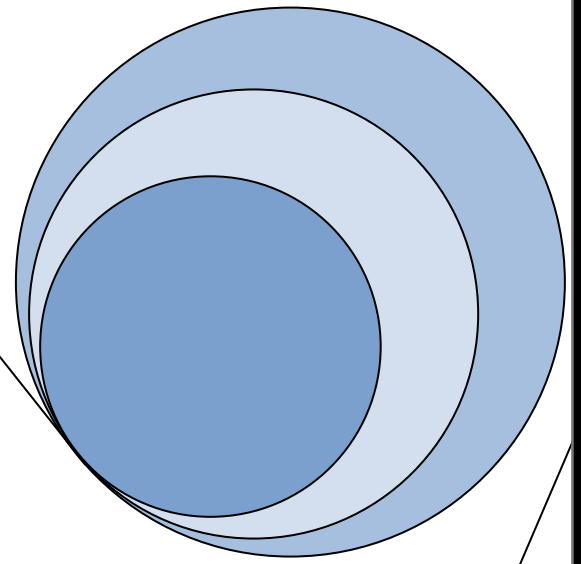
Figure 21 : Evaluation des différentes consommations journalières	29
Figure 22 : Débits consommé de l'agglomération.....	34
Figure 23 : Débits consommé de l'agglomération total.....	35
Figure 24 : Consommé d'arrosage.....	35
Figure 25 : Capacité théorique en adduction continue	38
Figure 26 : Diagramme adduction-distribution.....	39
Figure 27 : réservoir Semi-enterré cylindrique.....	44
Figure 28 : réservoir surélevé.....	44
Figure 29 : Conduite d'adduction	45
Figure 30 : Emplacement de la conduite de distribution	46
Figure 31 : Conduite de trop-plein.....	46
Figure 32 : Conduite de vidange.....	47
Figure 33 : Conduite de by-pass	48
Figure 34 : Matérialisation de la réserve d'incendie.....	49
Figure 35 : exemple d'un réseau ramifié	51
Figure 36 : Schéma de réseau maillé	52
Figure 37 : Schéma de réseau mixte	52
Figure 38 : Réseau étagé	53
Figure 39 : Répartition uniforme du débit en route sur du tronçon.....	57
Figure 40 : Représentation d'une maille.....	63
Figure 41 : Mailles adjacentes	65

Liste de Tableaux

Tableau 1: Valeurs recommandées par l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse ^[22]	19
Tableau 2: Valeurs recommandées par l'Agence de l'eau Rhône-Méditerranée-Corse ^[22]	20
Tableau 3: Estimation de la population urbaine.....	24
Tableau 4: Rapport: Dotation - Nombre d'habitants.....	25
Tableau 5 : besoins domestiques.....	27
Tableau 6 : détermination de la consommation scolaire.....	27
Tableau 7 : consommations d'arrosages	28
Tableau 8 : Besoins destinés aux équipements	28
Tableau 9 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne totale :.....	28
Tableau 10 : calcul de consommation maximal journalière :.....	30
Tableau 11 : Consommations minimale journalière pour chaque commune.	30
Tableau 12 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant.....	31
Tableau 13 : Détermination de débit de pointe	32
Tableau 14 : Répartition horaire du débit maximum journalier.....	32
Tableau 15 : Consommation et apports en eau :	33
Tableau 16 : Résultats de dimensionnement du réservoir.....	41
Tableau 17 : Caractéristiques des réseaux d'alimentation en eau potable.....	53

<i>Tableau 18</i> : Débits pour tronçon.....	58
<i>Tableau 19</i> : Distribution des débits.....	59
<i>Tableau 20</i> : calcul des conduites.....	61

Introduction Générale



Introduction générale:

L'eau est une source naturelle indispensable à la vie. Cela est prouvé par les activités de tous les jours qui nous montrent que sans eau, la vie est pratiquement impossible. Il faut donc la protéger et la traiter que se soit pour produire une eau propre à la boisson ou à des usages spécifiques industriels ou autres.

De ce fait, nous nous intéressons spécifiquement à l'alimentation en eau potable dont les besoins de la population s'accroissent quantitativement et qualitativement d'un jour à l'autre suite au développement socio-économique de la région.

Dans ce cadre nous nous sommes intéressés pour l'alimentation en eau potable (AEP) d'une agglomération urbaine, à Adrar, avec comme objectifs :

- Utiliser des réseaux à écoulement eu charge pour une population, que nous devons estimer. Sachant que cette population habite des bâtiments de hauteur limitée à (R+2).*
- L'alimentation en eau se fera à partir d'un réservoir surélevé (château d'eau), 24h sur 24.*
- Le calcul des réseaux (ramifiés et maillés) est fait par la méthode numérique (Hardy-Gross), bien qu'il existe des logiciels de calcul des réseaux, nous adoptons la méthode classique dans un pédagogique.*

Travail portera sur 4 chapitres :

- ❖ Etude Bibliographique*
- ❖ Présentation de la Zone d'étude.*
- ❖ Les réservoirs*
- ❖ Les réseaux de distribution*



Chapitre 1 :
ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

1.1 Introduction

Dans ce chapitre, nous allons faire une étude bibliographique sur le réseau d'AEP et nous présentons les notions nécessaires que nous utilisons dans les chapitres suivants.

1.2 Description d'un réseau d'AEP

Un réseau d'alimentation en eau potable a pour fonction principale de desservir en eau potable un ensemble de points tels que : Compteurs d'abonnés, Bouches de lavage, Poteaux d'incendie^[1].

Il conditionne l'activité et le développement des agglomérations^[2]. Le réseau d'eau potable est un Ensemble des circuits hydrauliques qui permettent de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'aux abonnés. Ce circuit peut comporter :

- Réservoir(s) ;
- Conduites de différents diamètres et natures ;
- Accessoires et pièces spéciales : Vannes, Té; Coudes, Cônes de réduction, ventouses ... etc. ;
- Branchements ;
- Ouvrages annexes (regards, bouches à clé etc....)^[3].

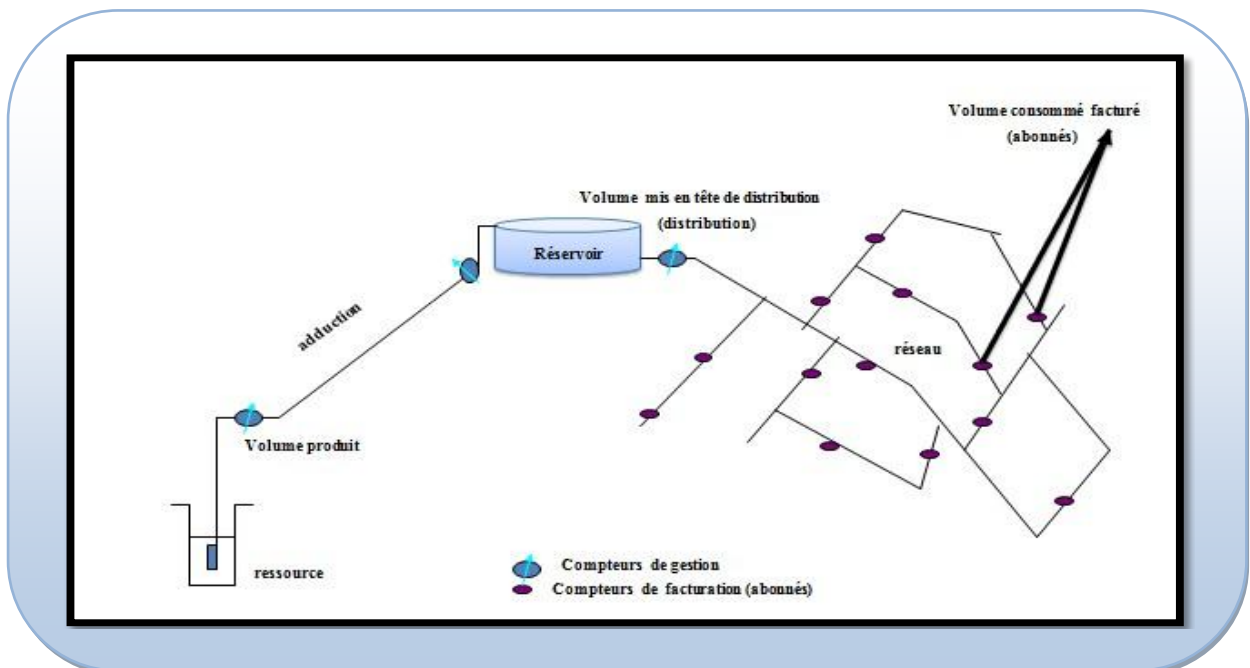


Figure 1: Schéma des principaux ouvrages constituant un réseau d'AEP.

1.3 Système de distribution

Le réseau de distribution de l'eau potable est une infrastructure important qui permet de distribuer l'eau en quantité suffisante pour satisfaire aux besoins actuels est à venir des usagers [4].

Depuis son captage dans le milieu naturel jusqu'au robinet du consommateur, l'eau nécessite denombreuses infrastructures pour son transport (figure 2) :

- Les ouvrages de captage ;
- Les ouvrages de traitement ;
- Les stations de pompage ;
- Les réservoirs ;
- Les canalisations [5].

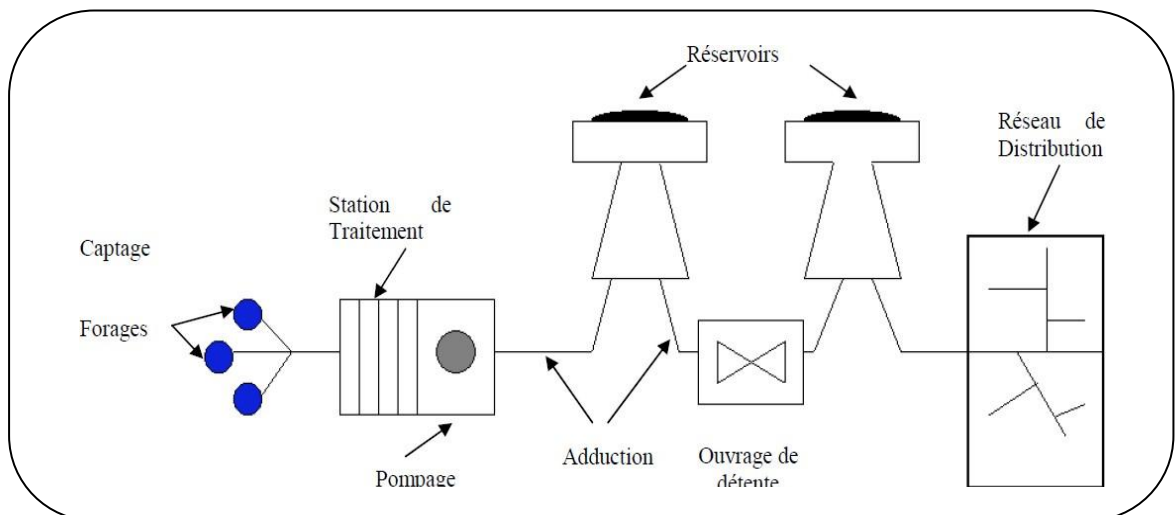


Figure 2 : Schéma d'Alimentation en Eau Potable

1.3.1 Les réseaux de distribution

A partir du ou des réservoirs, l'eau est distribuée dans un réseau de canalisations sur lesquelles les branchements seront piqués en vue de l'alimentation des abonnés.

Les canalisations devront en conséquence présenter un diamètre suffisant, de façon à assurer le débit maximal avec une pression au sol compatible avec la hauteur des immeubles [1].

On distingue plusieurs types de réseaux, à savoir : **les réseaux ramifiés, maillés, étagés** et **les réseaux à alimentation distinctes**. Leur classification se fait en se basant sur la topographie du terrain (terrain accidenté, différence d'altitude importante) et l'occupation du sol. Ces réseaux peuvent être alimentés à partir d'un ou plusieurs réservoirs [2].

1.3.1.1 Type de réseau de distribution

En fonction de la structure et l'importance de l'agglomération, on distingue les différents types de réseau de distribution comme suit:

1.3.1.2 Réseau de distribution ramifié

Composé de conduites qui vont toujours en se divisant à partir du point d'alimentation sans jamais se refermer pour former une boucle^[3].

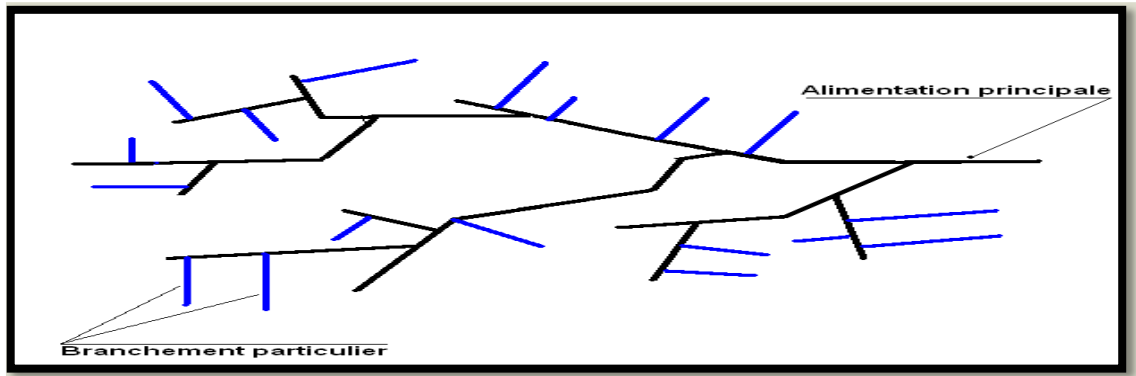


Figure 3 : Réseau ramifié^[3].

Dans le réseau ramifié les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture : un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval^[1].

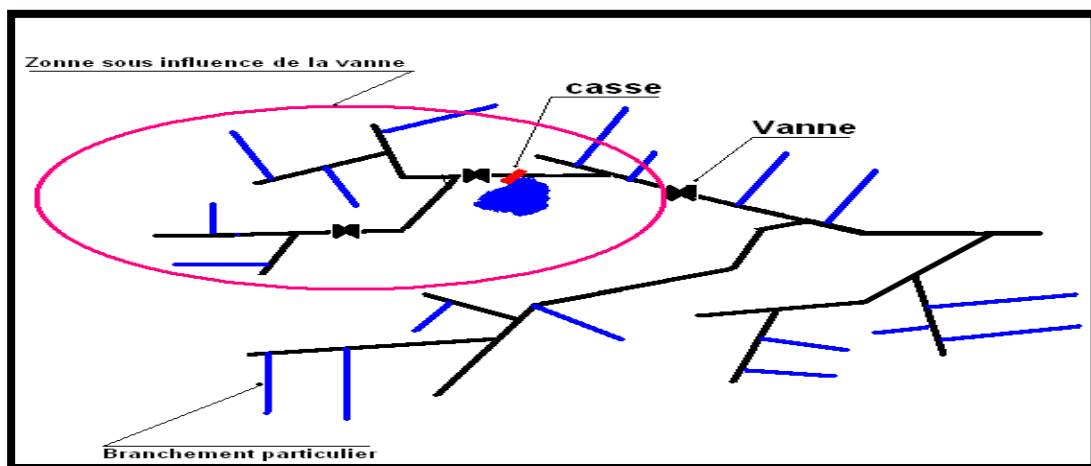


Figure 4: Réseau ramifié^[3].

1.3.1.3 Réseau de distribution maillé

Composé de conduites suivant des contours fermés formant ainsi plusieurs mailles.

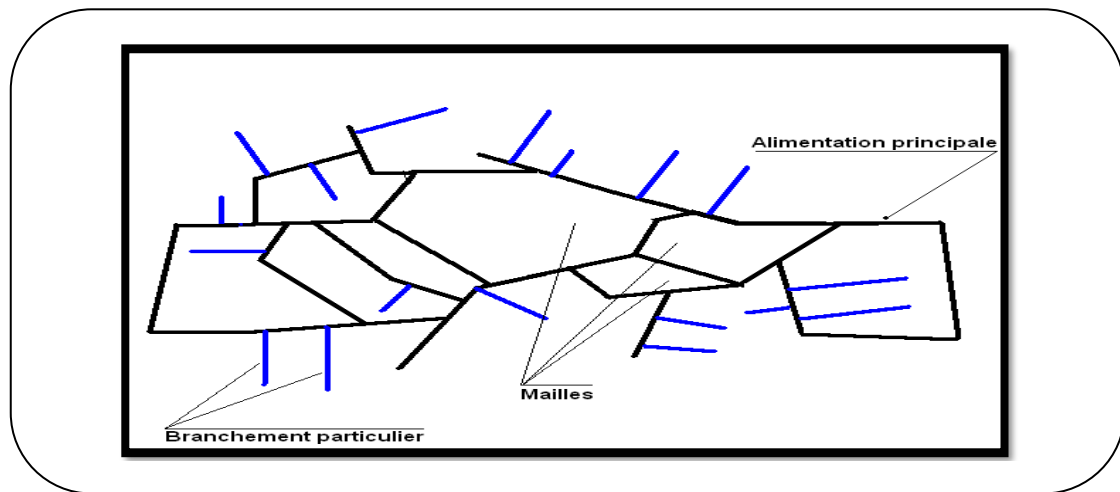


Figure 5 : Réseau maillé^[3].

Le réseau maillé permet, au contraire du réseau ramifié, une alimentation en retour, donc d'éviter l'inconvénient du réseau ramifié. Une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval (figure 6). Il est bien entendu, plus coûteux d'établissement, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié^[1].

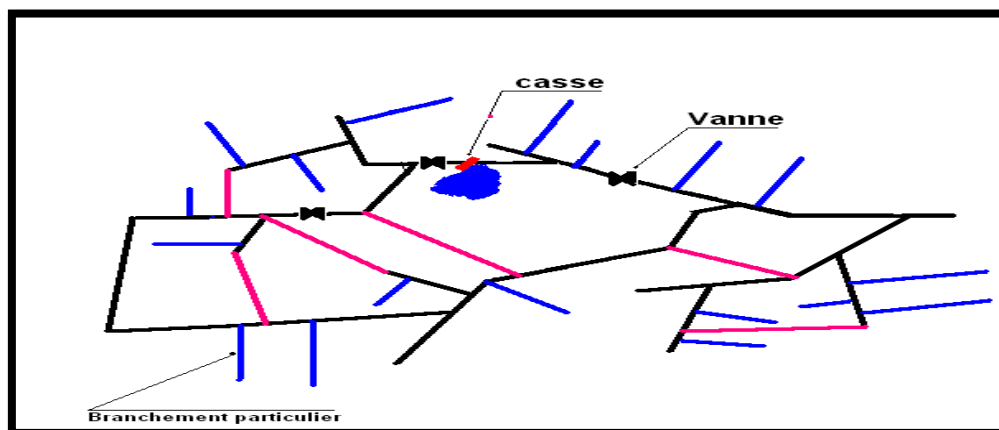


Figure 6 : Casse dans un réseau maillé^[3]

1.3.1.4 Réseau de distribution combiné

Un réseau dit combiné (ramifié et maillé) lorsqu'il est constitué d'une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville^[1].

1.3.1.5 Réseau de distribution étagé

Le réseau étagé est caractérisé par les différences de niveau très importantes ; ce qui fait la distribution de l'eau par le réservoir donne des fortes pressions au point le plus bas (norme de pressions ne sont pas respectées). En effet ce Système nécessite une installation d'un réservoir intermédiaire alimenter par le premier qui permet de régulariser la pression dans le réseau ^[1].

1.3.1.6 Réseau de distribution à alimentation distinctes

Les réseaux à alimentations distinctes distribuent, l'un, l'eau potable destinée à tous les besoins domestiques, et l'autre, l'eau non potable réservée aux usages industriels et aux lavages et arrosage des rues et plantations. Ces réseaux ne se justifient que dans les installations extrêmement importantes.

1.3.2 Canalisations utilisées dans le réseau d'eau potable

Une canalisation sous pression est constituée par des tuyaux assemblés les uns aux autres. Les divers tuyaux peuvent être :

- Métalliques : fonte ductile, acier ;
- A base de ciment : béton armé, amiante-ciment ;
- En matière plastique.

1.3.2.1 Tuyaux en fonte ductile

Les tuyaux de diamètre inférieur à 250 mm sont zingués à l'extérieur; en exécution normal, ces tuyaux comportent un revêtement intérieur au mortier de ciment exécuté par centrifugation. La figure.7 représente les tuyaux en fonte ductile.



Figure 7 : Tuyaux en fonte ductile ^[7].

1.3.2.2 Tuyaux en fonte acier

Les tuyaux en acier (figure.8) sont plus légers que les tuyaux en fonte, d'où économie sur le transport, mais plus lourds que les tuyaux en matières plastique, leur résistance aux contraintes est supérieure à celle des tuyaux en matière plastique. Par contre leur résistance à la corrosion est due à la qualité de ses revêtements intérieur et extérieurs mais le passage au halai électrique permet la détections, suivi d'une réparation, des éventuelles détériorations du revêtement extérieur au moment de la pose ^[6].

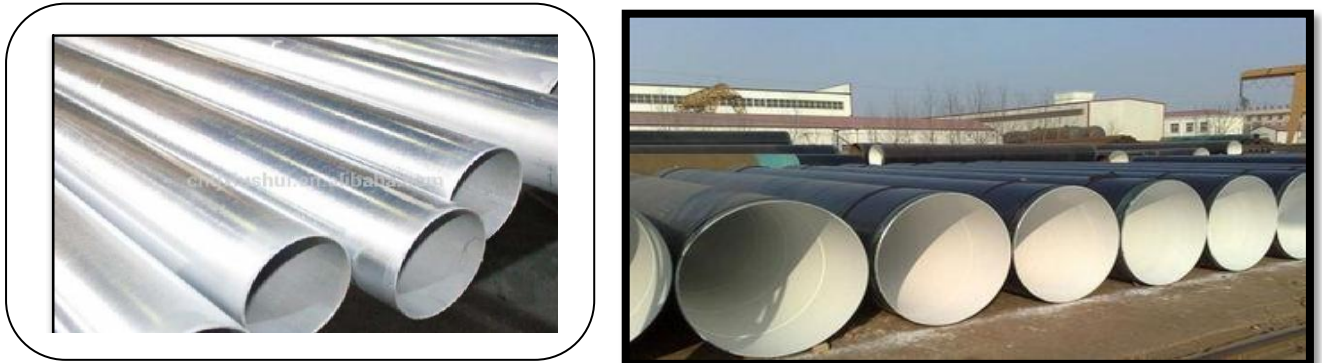


Figure 8 : Tuyaux en acier ^[7].

1.3.2.3 Tuyaux en béton armé

C'est un bon compromis entre l'acier et la fonte (pose continue sans joint, protection cathodique inutile) mais, peut affecter les caractéristiques sensuel de l'eau. La figure .9 présente la canalisation en béton armé.

Parmi ceux-ci, il y a lieu de distinguer :

- ✚ Les tuyaux en béton armé centrifugé ou vibré ;
- ✚ Les tuyaux à tube médian en tôle d'acier et double revêtement en béton armé ;
- ✚ Les tuyaux en béton précontraint ^[6].

La figure.9 représente les tuyaux en béton armé.

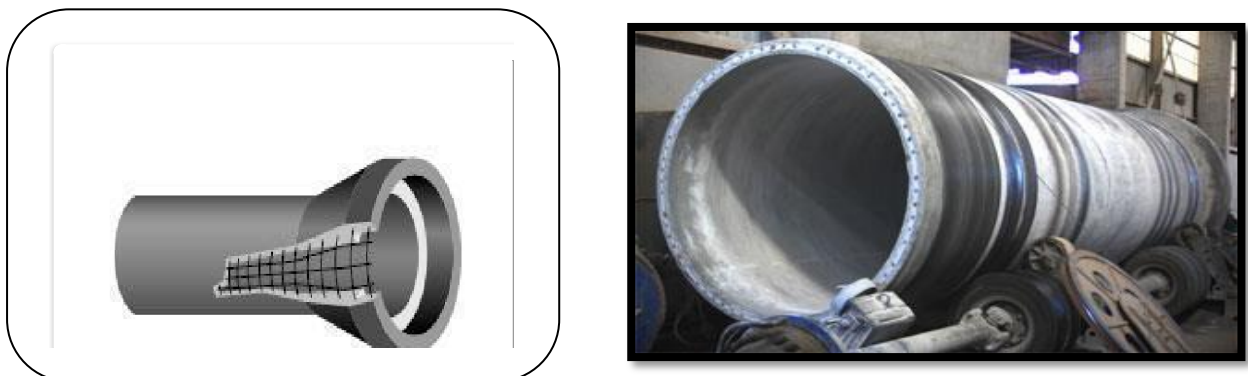


Figure 9 : Tuyaux en béton armé ^[7]

1.3.2.4 Tuyaux en amiante-ciment

Les tuyaux en amiante-ciment (figure 10) pour canalisation sous pression sont fabriqués à partir d'un mélange intime et homogène en présence d'eau, d'amiante en fibre et de ciment Portland, à l'exclusion de toute armature métallique [6].



Figure 10 : Tuyaux en amiante-ciment [8].

1.3.2.5 Tuyaux en matière plastique

Au point de vue de la nature du matériau, il faut distinguer quatre catégories :

- Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (P.V.C) ;
- Les tuyaux en polyéthylène basse densité (P.E.B.D) ;
- Les tuyaux en polyéthylène haute densité (P.E.H.D) ;
- Les tuyaux en matériaux composites verre thermodurcissable [6].

1.3.2.6 Les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifié (P.V.C)

L'alimentation en eau potable des agglomérations constitue l'une des plus anciennes et des plus importantes applications des canalisations en PVC. Aujourd'hui la part de marché des canalisations PVC en adduction d'eau potable représente plus de 50% [9]. La figure.11 représente les tuyaux en PVC.

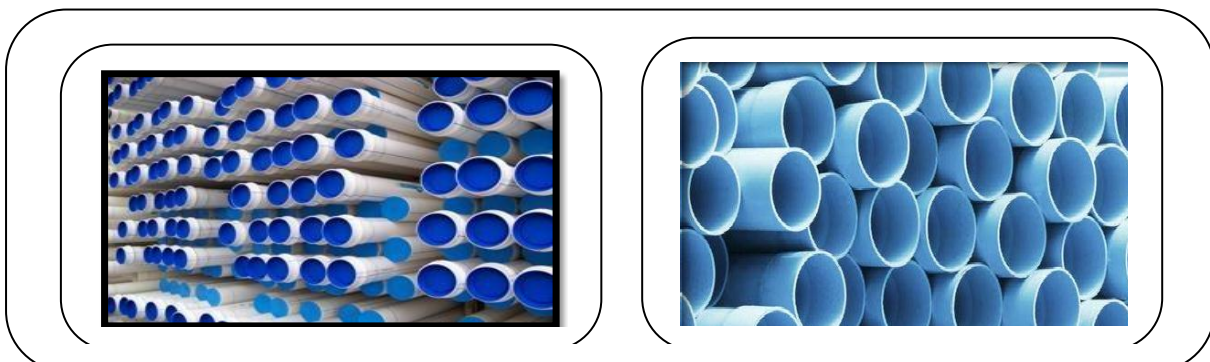


Figure 11: Tuyaux en PVC [7].

1.3.2.7 Les tuyaux en polyéthylènes haute densité (PEHD)

Les conduites en PEHD (figure.12) sont plus résistantes et plus solides. Ce type de tuyauterie est semi-cristallin et a tendance à être plus disponible que les tuyaux en PVC. De plus, les tuyaux en PEHD sont capables de résister à des températures plus élevées, les joints offrent une plus grande résistance à la pression, et sont plus résistantes à l'abrasion. Elles ont la capacité d'amortir et d'absorber les chocs, ce qui a pour effet de minimiser les variations de puissance lorsque le système est utilisé. Ce qui fait qu'elles sont souvent un choix de prédilection pour les applications souterraines^[10]



Figure 12 : Tuyau en PEHD^[7].

1.3.3 Captage des eaux

On distingue:

1.3.3.1 Captage des eaux de surface

L'eau destinée à être traitée puis distribuée dans les réseaux publics peut être prélevée par prise d'eau dans les rivières, dans des retenues d'eau, ou dans des lacs (figure 13)^[11].

Lorsque la source d'eau est une rivière, la prise d'eau ne doit se faire qu'après avoir une connaissance du maximum d'information relative aux régimes d'écoulement des eaux et aux débits.

Une prise d'eau de surface représente une structure qui permet de capter l'eau naturelle (l'eau brute) du lac ou rivière dans laquelle on a émergée le dispositif de captage (pompe de captage). On doit :

- L'installer là où l'eau brute est de la meilleure qualité possible.
- Eviter de la placer en aval d'un émissaire d'égout, même si celui-ci déverse l'effluent d'une station d'épuration.

La prise d'eau peut être effectuée soit :

- Dans le fond du lit (figure 14), après dragage et remplissage avec de gros

graviers autour de la crépine d'aspiration.

- Sur la berge (figure 15), à une profondeur convenable, dans le but d'éviter d'une part, l'influence de la sédimentation du fond du lit, et d'autre part, la présence éventuelle d'hydrocarbures ou de mousses à la surface de l'eau.

Les débits des cours d'eau – y compris les débits de crue (débit maximum) et, surtout les débits d'étiage (débits minimaux) qui permettent d'évaluer si la quantité d'eau dont on dispose est suffisante, il faut en outre connaître les niveaux de l'eau correspondant aux divers débits d'un cours d'eau afin de déterminer à quel niveau installer la prise d'eau ^[4].

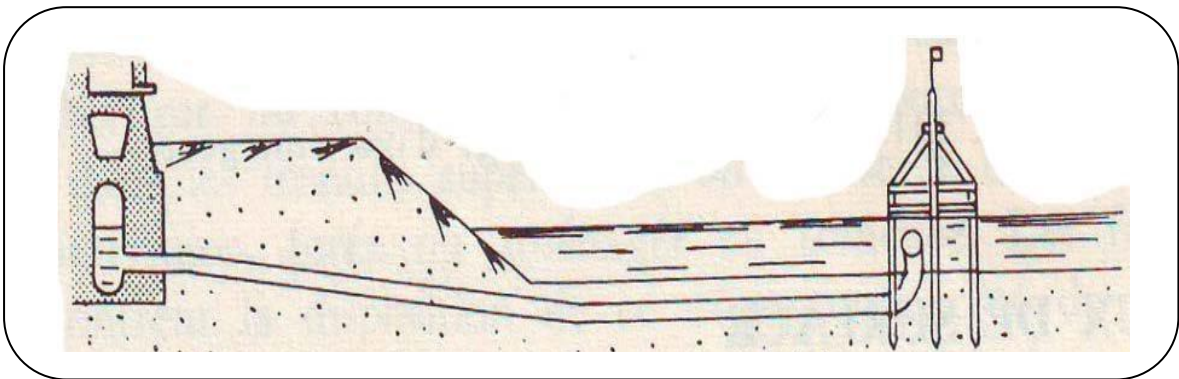


Figure 13 : Prise au milieu d'une rivière ^[11].

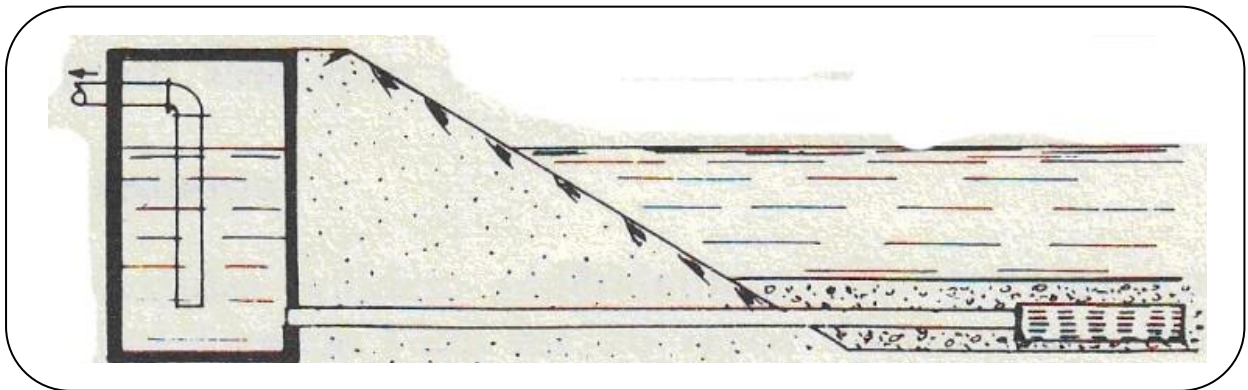


Figure 14 : Prise dans le fond du lit d'une rivière ^[11].

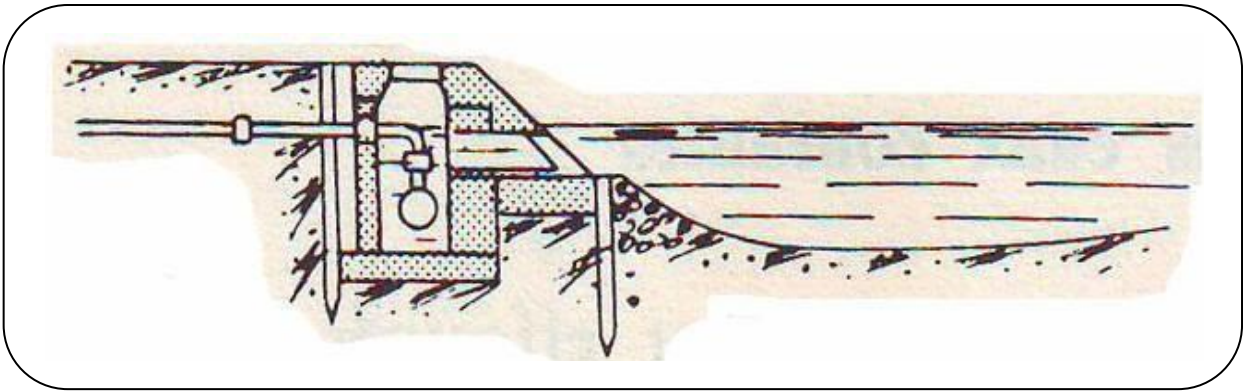


Figure 15 : Prise sur berge ^[11].

1.3.3.2 Captage des eaux souterraines

En l'absence d'eau de surface en quantité suffisante et de qualité acceptable, on doit tenter d'utiliser les eaux souterraines. Les eaux souterraines peuvent être prélevées par des puits ou des forages dans des nappes d'eau souterraine. Ces eaux sont captées soit:

- A leur source (figure 16).
- Au cœur de la nappe (figure 17).
- Dans le gisement pour les eaux circulant en terrains fissurés.

Parfois, on sera amené à capter les eaux circulant à grande profondeur. Les procédés de captage varient selon la configuration du site.

Une aquifère est une couche de terrain perméable qui contient un volume d'eau. L'exploitation des eaux souterraines dépend principalement du type de nappe ^[11].

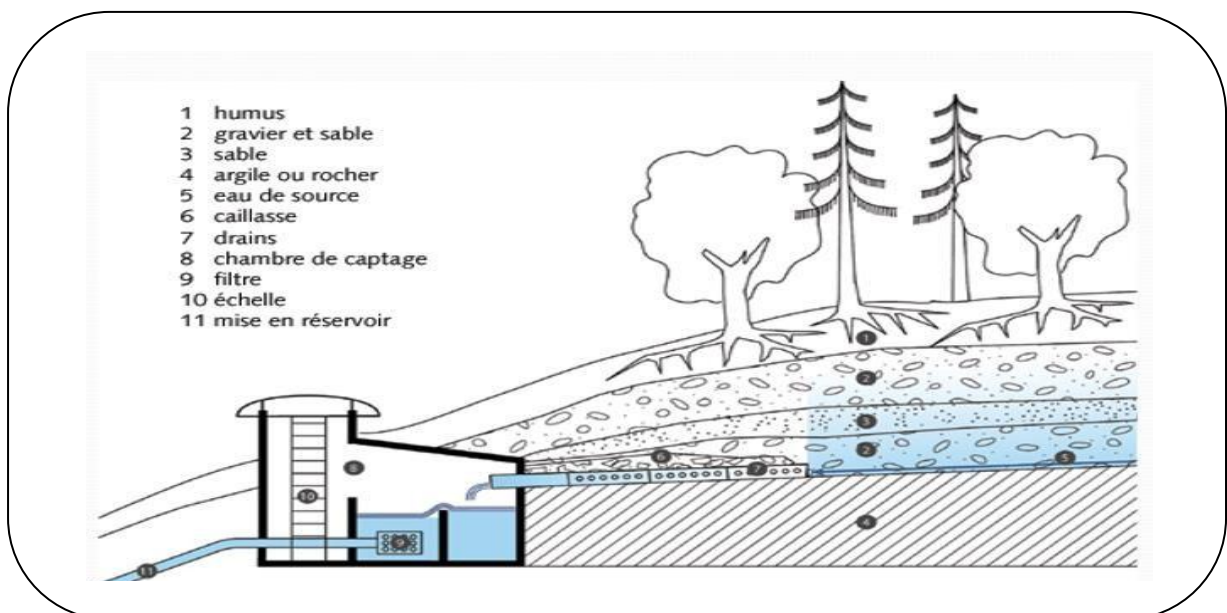


Figure 16 : Captage direct de l'eau à partir d'une source ^[11].

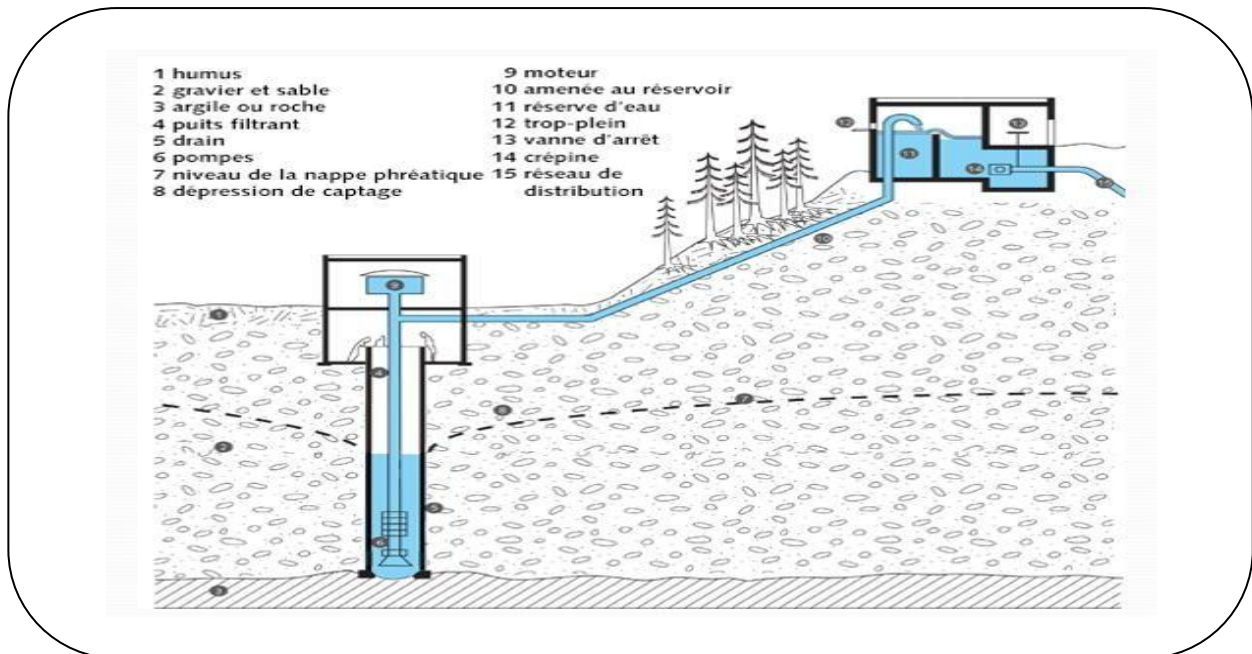


Figure 17 : Captage direct de l'eau par un forage ^[11].

1.3.4 Station de traitement

Selon la qualité de la source d'approvisionnement en eau, on peut devoir soumettre l'eau à un traitement plus ou moins élaboré. Par exemple, dans le cas d'une eau souterraine de bonne qualité, une désinfection seule peut produire une eau de consommation qui satisfait aux normes en vigueur ; en revanche, une eau de lac ou rivière exige habituellement un traitement plus complet : coagulation-floculation, décantation, filtration et désinfection, par exemple ^[4].

1.3.4.1 Le prétraitement

Il consiste à faire un dégrillage et un dessablage afin d'éliminer les particules de grosse taille, lesable...

Ensuite l'eau passe dans un bassin de sédimentation afin que les particules supérieures à 1 micromètre de diamètre se décantent naturellement ^[12].

1.3.4.2 Le traitement de clarification

Il consiste à agréger sous forme de floes, les matières en suspension organiques et minérales et les substances colloïdales. Ces matières indésirables s'étant agglomérées, elles se décantent au fond du bassin de décantation où elles sont régulièrement extraites. Par contre, l'eau surnageant est filtrée soit sur sable (afin d'éliminer les fines particules en suspension qui restent), soit sur charbon actif (afin d'éliminer en plus les couleurs et odeurs

dues à la matière organique). Nous noterons qu'il existe d'autres procédés de décantation tels que la flottation ^[12].

1.3.4.3 Le traitement bactéricide et virucide

Cette étape est aussi appelée affinage car c'est la phase d'inactivation et éventuellement de destruction des bactéries et des virus grâce à l'action d'oxydants variés. Les oxydants les plus utilisés sont le chlore, l'Ozone, les rayons U.V.

Afin d'éliminer les maladies et assurer la satisfaction de l'utilisateur, le traitement de clarification doit nous fournir une eau inodore, insipide, incolore, et présenter toutes les garanties sur le plan physico-chimique et microbiologique ^[12].

1.3.5 Les conduites d'adduction

L'adduction d'eau regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source à travers un réseau de conduites vers les lieux de consommation.

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

1.3.5.1 Adduction gravitaire

L'écoulement de l'eau est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure celle du point de consommation, et se déplace donc grâce à la force de gravité d'où son nom ^[13].

1.3.5.2 Adduction par refoulement

Quand la source se trouve à un niveau bas par rapport au point d'arrivée, l'acheminement de l'eau d'un point à l'autre se fait à l'aide de pompes ^[13].

1.3.5.3 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 conduites est assuré par un réservoir appelé réservoir tampon ^[13].

Le choix de la conduite d'adduction doit tenir compte de certains impératifs que l'on se forcera dans la mesure du possible de respecter

- ❖ Le tracé doit être le plus court possible ;
- ❖ Aux points hauts du tracé, peuvent se former des contentements d'air difficile à

évacuer où des ventouses seront exigés ainsi apparait la nécessité d'éviter autant que possible les contres pentes ;

- ❖ Eviter les profils horizontaux, qui peuvent perturber le régime d'écoulement ;
- ❖ Il serait préférable de suivre les accotements des routes, pour faciliter les travaux ainsi que l'acheminement des matériaux ^[13].

1.3.6 Pompage

Dans un système de distribution d'eau potable, l'eau peut être pompée à plusieurs occasions : entre la ressource et le traitement, pour l'acheminer vers un réservoir ou pour desservir directement certains usagers ^[5].

1.3.7 Réservoir de stockage

Les réservoirs constituent les organes régulateurs de pression et de débit entre le régime de production et le régime de consommation.

Ils permettent d'emmagasiner l'eau lorsque la consommation est inférieure à la production, et la restituent lorsque la consommation devient supérieure à la production.

En milieu rural ou pour des villes de petite importance, avec une installation correctement conçue, la capacité du ou des réservoirs oscille aux alentours du volume moyen journalier d'eau consommée.

Les réservoirs permettent, outre une régularité de fonctionnement des groupes de pompage, de profiter au maximum du tarif de nuit en énergie électrique.

Les réservoirs, à partir d'une certaine capacité, comportent deux compartiments pour les facilités du nettoyage (minimum une fois par an) et des réparations.

Dans le cas où une agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique et de hauteur convenable peut devenir insuffisant pour assurer une pression correcte en tout point du réseau et à tout moment ^[14].

1.3.7.1 Fonction générale des réservoirs

Un réseau de distribution est un système complexe dont l'exploitation ne peut fournir à la population tous les services qu'elle en attend que grâce à l'entreposage d'eau traitée dans des réservoirs, où on puise l'eau selon les besoins (variation de la consommation au cours de la journée et extinction des incendies) ou selon les problèmes d'exploitation (bris de conduite principale, entretien de la station de traitement, etc.) ^[4].

Les principales fonctions assurées par les réservoirs sont les suivantes :

- Régulation des débits
- Sécurité d’approvisionnement
- Régulation de la pression
- Simplification de l’exploitation
- Réacteur participant au traitement
- Réduction des dépenses d’énergie ^[15].

1.3.7.2 Emplacement des réservoirs

Pour des multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe en général au sommet géographique (permet une alimentation graviter) et près que possible de l’agglomération à desservir. En fin plusieurs considérations interviennent dans le choix et notamment les questions foncières, l’aspect économique, les conditions topographiques et d’inscription dans le site.

L’altitude du réservoir, plus précisément, l’altitude de radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique à desservir. La topographie intervient dans le choix de l’implantations, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures ^[15].

1.4 Gestion des réseaux

1.4.1 Gestion classique

La gestion d’un réseau d’AEP a pour principale mission d’assurer les fonctions de production, stockage et distribution. La gestion classique des réseaux présente beaucoup d’inconvénients.

Les supports cartographiques sur lesquels sont portés les objets représentant les réseaux sont difficilement manipulables ^[8]. Cette gestion est également très limitée, les informations caractérisant les réseaux représentés sont portées sur le support en même temps que les objets graphiques eux-mêmes. Ceci peut provoquer une surcharge du support pouvant rendre illisibles certaines informations ^[2].

Cette gestion présente les problèmes suivants:

- L’archivage des documents cartographiques et les fiches techniques du réseau.
- La perte de temps pour la recherche d’une information bien déterminée.
- La difficulté de la mise à jour.

- La facilité de perdre des informations à cause de la mémorisation et l'archivage ^[2].

1.4.1.1 Rôle de la gestion des réseaux

Une bonne organisation du service joue un rôle essentiel pour permettre une gestion efficace et économique pour l'utilisateur. Parmi les éléments à mettre en œuvre, cinq paraissent déterminants :

- Une gestion efficace de la clientèle : tant sur le plan technique, avec les branchements et compteurs que sur celui de recouvrements ;
- Une gestion financière rigoureuse : pour les investissements et le fonctionnement dans le cadre d'un budget annuel et de prévision à 3 ou 5 ans ;
- Un contrôle efficace sur le plan technique : (qualité des eaux, rendement des ouvrages ...) s'appuyant sur des statistiques, la comptabilité analytique, une bonne connaissance des plans du réseau et sur un laboratoire ;
- Une politique personnelle avec son volet « formation » : pour disposer des moyens en hommes indispensables ;
- Une informatique de gestion accessible à tous ^[16].

1.4.2 Gestion informatisée des réseaux

La complexité des réseaux d'eau potable et la difficulté éprouvée par les gestionnaires de prévoir les phénomènes hydrauliques qui s'y déroulent, fait de la gestion informatisée une opération indispensable, rendue possible grâce aux progrès de l'informatique ^{[2] et [16]}.

Elle permet en effet :

- D'améliorer la connaissance des réseaux faisant l'objet d'une telle étude ;
- De détecter et de comprendre les désordres pouvant se produire sur le réseau : on peut par exemple localiser les zones où la pression est anormale et en déduire la présence de fuites ou l'existence d'éléments inconnus, s'apercevoir que les temps théoriques de fonctionnement de pompes sont bien inférieurs aux temps mesurés ou découvrir d'autres indices qui témoignent de dysfonctionnement ;
- De simuler sur une période d'au moins une journée le comportement du réseau afin d'en optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompages ;
- D'étudier l'impact de nouvelles consommations ou d'éventuels incidents, de prévoir et adapter les installations pour faire face à de nouvelles contraintes ou à des situations de crises ;

- De dimensionner les extensions, les renforcements ou les aménagements nécessaires pour satisfaire les nouveaux besoins^[17].

1.5 Etapes de la modélisation

1.5.1 Connaissance de l'existant

Il est indispensable de bien connaître la position et le linéaire des différentes conduites du réseau, leur matériau, leur diamètre et leur âge, de même que la localisation et le type des différents appareils (mesures, protection du réseau, etc.). Cette connaissance doit être transposée sur des plans du réseau mis à jour régulièrement. Les plans sont habituellement de deux types :

- Des plans généraux à échelle relativement petite entre 1/2000 et 1/1000 qui permettent d'avoir l'ensemble du réseau et facilitent la compréhension de son fonctionnement notamment lorsqu'il faut isoler un secteur.

C'est l'outil de base du fontainier (employé responsable de la production et de la distribution d'eau potable). De nombreux services possèdent ce type de plans, mais tous ne sont pas remis systématiquement à jour. Trop souvent, chaque agent reporte les modifications dont il a connaissance sur son propre plan sans faire remonter cette information. L'utilisation des « Systèmes d'Information Géographiques » (SIG), lorsqu'ils sont adaptés aux besoins des utilisateurs, faciliteraient cette tâche. Sur ces plans doivent figurer :

- ☞ Tous les équipements et appareils liés au fonctionnement du réseau (réservoirs, vannes des sectionnements, appareils de régulation,...) ;
 - ☞ Le diamètre et le matériau des conduites ;
 - ☞ Quelques côtes altimétriques du terrain.
- Des plans précis à grande échelle (au 1/200, 1/500), définis par rue, sur lesquels figureront :
 - ☞ L'emplacement des branchements et la triangulation des robinets de prise en charge
 - ☞ Le positionnement exact du réseau (en 3D) et de ces appareils annoncés (appelés à vidanges et ventouses) ;
 - ☞ La position des réseaux voisins ;
 - ☞ le matériau, le diamètre, et l'âge de la conduite, et des branchements.

Les éléments indiqués ci-dessus ne sont pas exhaustifs. L'utilisation de l'informatique notamment, permet aujourd'hui de prendre en compte de nombreux paramètres supplémentaires et d'utiliser facilement les sémiologies (forme et couleur) numériques^[18].

1.5.2 Informations relatives au fonctionnement du réseau

Il s'agit là d'un aspect de la connaissance moins habituel que le précédent mais certainement, tout aussi important et en outre très complémentaire.

Dès qu'il atteint une certaine importance soit 100000 m^3 mis en distribution par an, par exemple, le réseau doit être organisé en secteur de distribution, et il est impératif de bien connaître les différentes catégories de volumes pour l'ensemble du réseau et pour chacun des secteurs, notamment :

- ☞ le volume mis en distribution annuellement ;
- ☞ les volumes comptabilisés pendant la même période ;
- ☞ les divers volumes non comptabilisés (les pertes d'eau, le volume consommé pour les incendies...);
- ☞ les paramètres hydrauliques de chaque tronçon ^[19].

A partir de ces différentes catégories de données et des caractéristiques du réseau, seront calculés les rendements (R) et indices habituels, comme les rendements primaires (R_p) et nets (R_n), les indices linéaires de pertes (ILP) en distribution ou en réparation ^[20].

Avec :

Il peut également être intéressant d'avoir une idée des principales lignes piézométriques à différentes périodes, de connaître l'évolution des caractéristiques de l'eau, de même que, de réaliser périodiquement des analyses de débit sur les compteurs des différents secteurs de distribution.

Tous ces informations nous permettent de déterminer certains paramètres qui peuvent nous donner une idée sommaire sur l'état du réseau D'AEP.

1.5.2.1 Rendement du réseau

Le rendement du réseau est le rapport entre les volumes comptabilisés ou facturés (volumes distribués) et les volumes mis en distribution (volumes produits) multiplié par 100. Le rendement s'exprime en pourcentage (%) ^[21].

$$\eta_d = \frac{V_{\text{factués}}}{V_{\text{mis en distribution}}} \times 100 \quad \Rightarrow \quad (\text{Réseaux de distribution})$$

$$\eta_d = \frac{V_{\text{mis en distribution}}}{V_{\text{produit}}} \times 100 \quad \Rightarrow \quad (\text{Réseaux d'adduction})$$

1.5.2.2 Indice linéaire de consommation (ILC)

L'indice linéaire de consommation (ILC) est donné dans l'équation suivante ^[21] :

$$ILC = \frac{\text{Volume facturés}(\frac{m^3}{J})}{\text{linéaire du réseau}(km)}$$

L'indice linéaire de consommation ILC ($m^3/j/km$) nous permet de qualifier le type de réseau. Le barème de ces qualifications est extrait du tableau de l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée- Corse est donné ci-après :

Tableau 1 : Valeurs recommandées par l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse ^[22]

Type du réseau	ILC ($m^3/jour/km$)	ILC ($m^3/h/km$)
Rural	< 10	< 0.416
Semi-rural	10 < ILC < 30	0.416 < ILC < 1.25
Urbain	ILC > 30	ILC > 1.25

1.5.2.3 Indice linéaire de perte (ILP)

Le rendement n'étant pas un indicateur toujours pertinent pour apprécier l'état d'un réseau, l'analyse peut être conforté par le calcul de l'Indice Linéaire de Perte ou ILP. L'ILP permet de connaître par km de réseau la part des volumes mis en distribution qui ne sont pas consommés avec autorisation sur le périmètre du service. Il s'agit du ratio entre le volume de pertes, qui est la différence entre le volume mis en distribution et le volume consommé autorisé, et le linéaire de réseau de desserte.

Il représente le volume journalier d'eau perdu par longueur de réseau ^[16].

$$ILP(m^3 / h / km) = \left(\frac{\text{Volume en distribution} - \text{Volume comptabilisé}}{\frac{\text{linéaire du réseau} \times 365}{24}} \right)$$

Le débit de pertes en distribution est défini comme la somme des débits gaspillés, des débits détournés et du débit des fuites. On exprime cet indice en mètre cube par heure et par kilomètre ($m^3/h/km$). Il constitue un indicateur intéressant puisqu'il prend en compte la longueur du réseau. On peut le rapporter à des valeurs de référence, proposées à titre indicatif par l'agence de l'eau Rhône-Méditerranée-Corse (toujours en $m^3/h/km$) :

Tableau 2 : Valeurs recommandées par l'Agence de l'eau Rhône-Méditerranée-Corse ^[22]

Catégorie de Réseau	Rural	Semi-rural	Urbain
Bon	< 0,06	< 0,13	< 0,3
Acceptable	< 0,1	< 0,2	< 0,4
Médiocre	0,1 < ILP < 0,16	0,2 < ILP < 0,33	0,4 < ILP < 0,63
Mauvais	> 0,16	> 0,33	> 0,63

L'indice de perte a l'avantage de permettre des comparaisons entre les différentes zones d'un même réseau ou entre plusieurs réseaux. La connaissance de l'indice de perte permet de mieux orienter le choix des tronçons à examiner en priorité.

1.5.2.4 Indice linéaire de réparation

L'indice linéaire de réparation est un indicateur sur l'état de dégradation des équipements et des canalisations du réseau d'alimentation en eau potable donné en formule.

$$ILR(\text{rép}/\text{km}/\text{an}) = \frac{\text{Nombre total annule de réparation}}{\text{linéaire du réseau}}$$

1.6 Les logiciels de modélisation des réseaux d'AEP

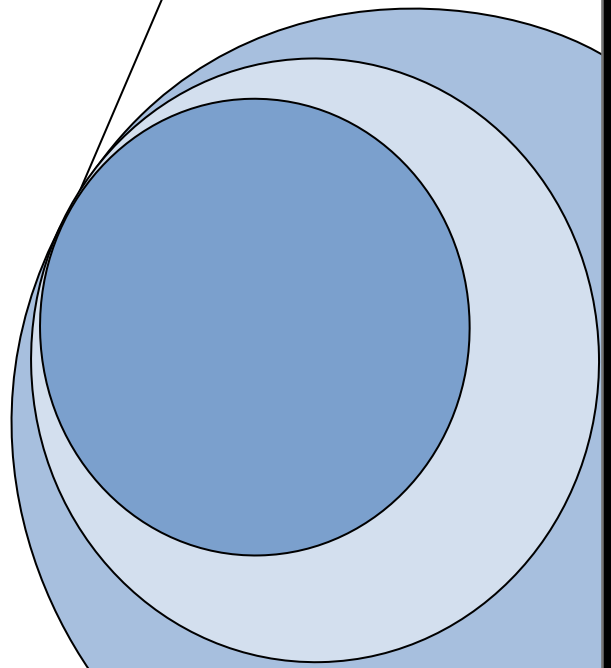
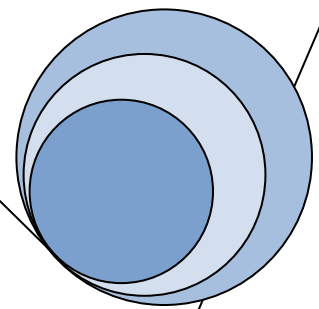
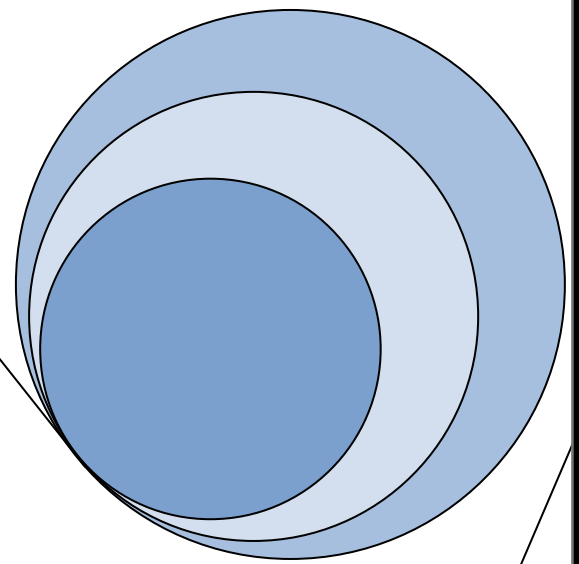
1.6.1 EPANET

Logiciel Epanet est né suite à une initiative du Congrès des Etats-Unis qui visait à protéger les ressources naturelles du pays. Dès lors, l'EPA (US Environmental Protection Agency) a été chargée de développer des techniques permettant de mieux appréhender les écoulements et les transformations de l'eau dans un réseau d'adduction d'eau potable.

1.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons décrit d'une manière générale un réseau d'alimentation en eau potable, on a défini les différents types de canalisation, la gestion ainsi les indicateurs de services et quelque logiciels de modélisation.

CHAPITRE 2 :
PRESENTATION DE
LA ZONE D'ETUDE



2.1 Introduction

Chaque région ou même chaque localité possède ses propres caractéristiques géographiques, topographiques, climatiques et démographiques... et qui influencent directement la nature et la quantité des besoins en eau à satisfaire.

Dans ce chapitre, nous allons présenter la zone d'étude la ville de Adrar (Tililan) aussi une étude détaillée sur son réseau d'AEP.

2.2 Présentation de la zone

2.3 Situation Géographique

Tililan est un quartier de la commune d'Adrar dans la Wilayat d'Adrar et se situe à proximité de la Route Nationale No (RN06).

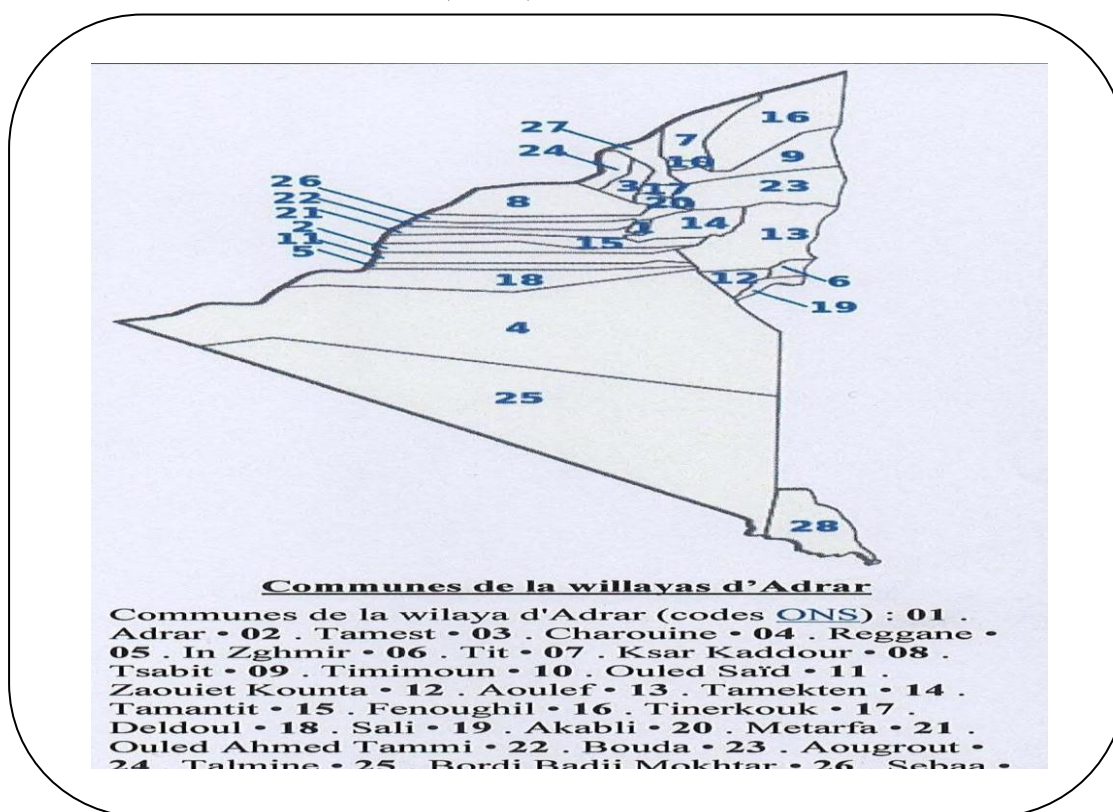


Figure 18 : Plan de situation de la commune concernée par le projet

2.4 Situation La climatologie

Le quartier Tililan de l'état d'Adrar appartient à la phase climatique désertique, caractérisée par des précipitations semi-rares à haute température et caractérisée par deux saisons.

Hiver froid et sec : une saison qui s'étend de novembre à février.

Été avec des températures élevées : La saison dure de mars à octobre.

2.4.1 Pluviométrie

La pluviométrie est extrêmement faible, voire même insignifiante, la moyenne annuelle de la période 1975-1984 étant de 12 mm (Station d'ADRAR).

Durant la décennie (1975-1984), deux années ont été marquées à la station d'ADRAR par leurs très fortes précipitations journalières (en 24 heures) qui dépassent le total moyen de l'année soit :

- Janvier 1975 = 19,8 mm.
- Mars et Avril 1982 : respectivement 19,6 mm et 15,7 mm.

Pour le reste de l'année, la pluviométrie journalière oscille entre 0 et 6 mm.

2.4.2 Température

Les températures varient selon l'altitude. La moyenne tourne autour de 38°C.

2.4.3 Humidité:

L'humidité relative est en relation très étroite avec la nébulosité qui extrêmement faible dans cette région.

D'une manière générale, l'humidité moyenne dépasse très rarement les 50% durant toute l'année, elle est extrêmement faible de mars à octobre.

2.4.4 Vent

Les vents dont la vitesse est comprise entre 1 et 15 m/s

Les vents dominant d'Adrar sont de secteurs Nord-est Nord, sauf en mois de juillet et le mois d'Août au ils sont de secteur Est et Nord-est avec une fréquence de 25% pour le secteur Nord-est et 16% pour le secteur Nord.

2.5 Situation topographique

La situation topographique de la zone d'étude est déterminée à base d'une carte d'état major au 1/50000.

En coordonnées polaires, la zone d'étude est située entre les parallèles 27° 47' 47'' Nord et entre les méridiens 0° 17' 08'' Ouest

2.6 Situation géologique

Le site est et située à la limite du domaine continental de sud –ouest du domaine plissé del'est. Elle correspond à la terminaison sud occidentale. (Voir la figure 18).

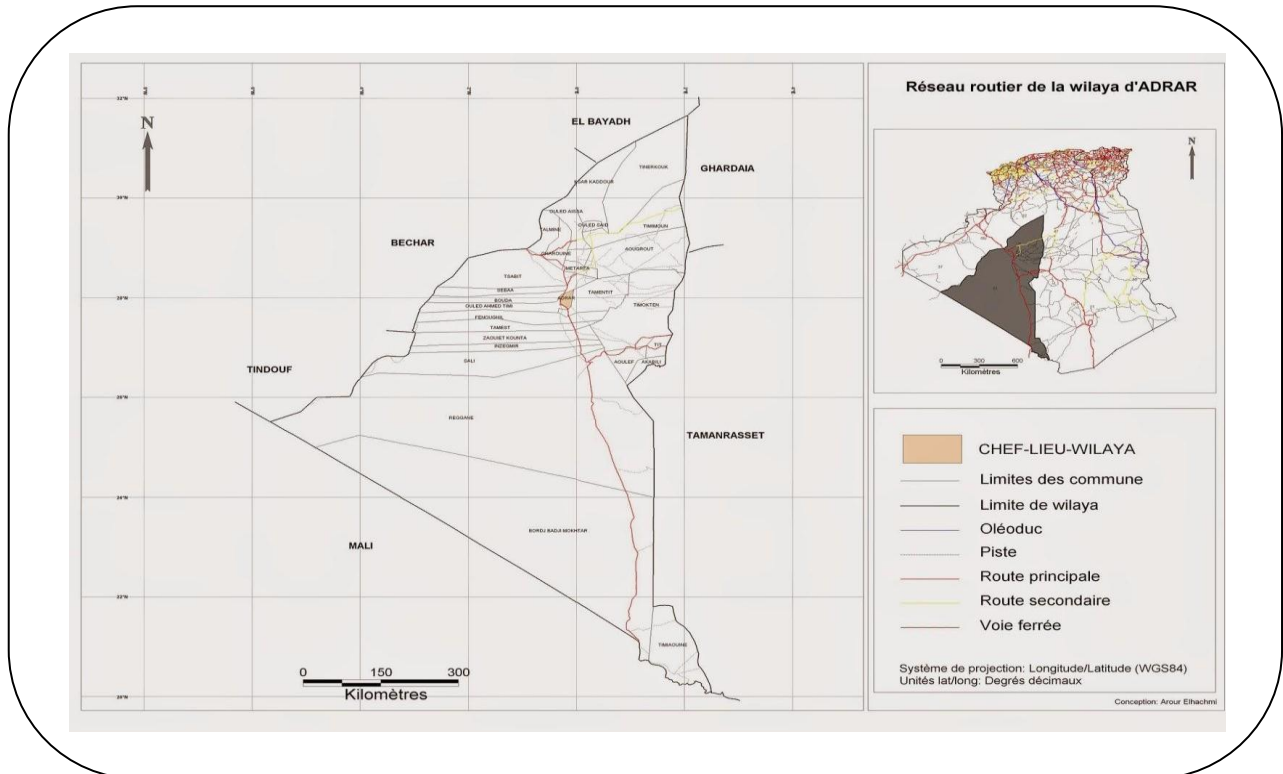


Figure 19 : Carte géologique de la région d'étude

2.7 Situation hydraulique

L'approvisionnement en eau potable des localités Tililan est assuré à partir de catégories des ressources : les eaux souterraines

2.7.1 Les eaux souterraines

Les eaux souterraines représentent une part importante du cycle de l'eau et donc, participent à l'équilibre naturel. Elles constituent également une ressource renouvelable exploitée pour l'approvisionnement en eau de la population de l'industrie et l'agriculture.

2.8 Evaluation des besoins en eau

Les besoins en eau potable d'une agglomération dépendent du mode de vie de la population. Le calcul des besoins soit de la population ou l'agriculture de la Commune de Adrar, exige une fixation impérative des normes de consommation unitaire qui doit rester

valable tant que les critères qui ont contribué à l'établissement de ces normes restent inchangés.

2.9 Situation démographique

Pour sécuriser la couverture des besoins en eaux, il est nécessaire d'estimer la croissance démographique et de connaître l'évolution de la consommation par habitant. Les projections d'augmentation de la population tiennent compte de deux scénarios : la croissance faible et la croissance élevée.

La population à l'horizon de l'année n peut être évaluée approximativement par l'équation suivante ^[4] :

$$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n$$

Où

P_n : est la population à l'horizon de l'année n.

P₀ : est la population de l'année 0 de référence, 2017

α: est le taux du croisement de population. $\alpha = 4\%$

n : nombre d'année séparant l'année de recensement et l'horizon de calcul (35 ans).

2.9.1 Taux d'accroissement

Le taux d'accroissement de la population est l'augmentation du nombre d'habitants d'une région au cours d'une période donnée. Il indique le nombre de naissance et de décès enregistré pendant la période et le nombre de personne qui sont émigrés ou immigrés.

2.9.2 Horizon de calcul

On opte pour une échéance entre l'année actuelle 2017 et à long terme, l'année 2052. Le résultat de calcul de l'évolution de la population à différents horizons est donné dans le Tableau 3.

Tableau 3 : Estimation de la population urbaine

Année	2017	2022	2027	2032	2037	2042	2047	2052
Population (hab)	731	889	1082	1316	1601	1948	2370	2883

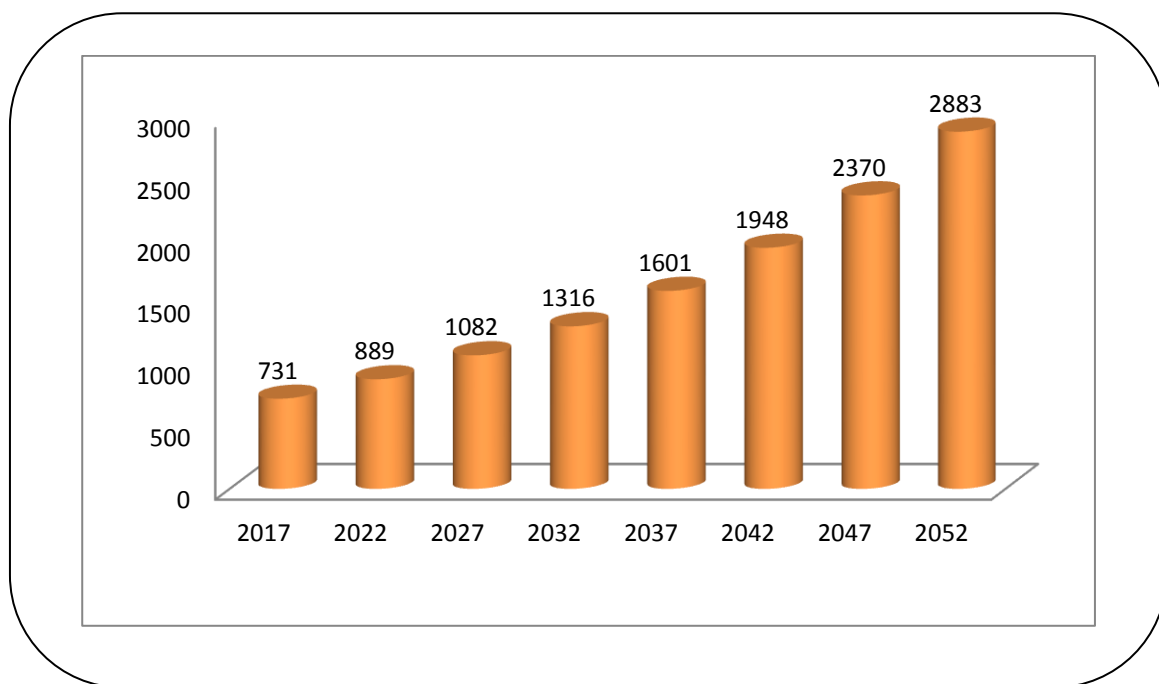


Figure 20 : Evaluation de la population pour différents l'horizon

A l'horizon 2052, le nombre d'habitants des communes concernées par le projet sera de **2883 habitants**

Les services de l'hydraulique préconisent les dotations suivantes : voir le tableau 3 ci-après

Tableau 4 : Rapport: Dotation - Nombre d'habitants

<i>Nombre d'habitant</i>	<i>Dotation L/j/habitant</i>
Moins de 5000 habitants	125
De 5000-20000 habitants	125-200
De 20000-50000 habitants	200-300

Pour notre projet et d'après la commune et comme notre agglomération étant les petite taille, les besoins seront estimés sur la base de la dotation en 2017 et en 2052 le nombre d'habitation est varie de 5000 hab. d'où, la dotation en eau potable sera prise à 125 l/j/hab.

2.10 Catégories des besoins en eau potable

2.10.1 Généralités:

La quantité d'eau potable à garantir est fonction des différents besoins suivants :

- Besoins domestique: Consommation (boire et cuisiner) ;; Hygiène (y compris les besoins de base pour la propreté personnelle et domestique) ;; Agrément (par exemple lavage de ...
- Besoins publics.
- Besoins industriels et agricoles.
- Besoins scolaires.
- Besoins sanitaires.
- Besoins d'incendie.

2.10.2 Estimation des besoins en eau potable

Il est clair que parmi les paramètres qui conditionnent la demande en eau, le contexte économique et social pèse de façon déterminante ainsi que la politique mise en place dans le secteur de l'eau. Par exemple, la crise économique a accéléré la fermeture d'établissements industriels anciens très consommateurs d'eau.

L'accroissement des investissements en matière d'assainissement et de réduction de pollution a eu tendance à augmenter le prix de l'eau ce qui tend à faire diminuer les consommations.

C'est pourquoi, afin d'optimiser son prix et de la préserver, il est nécessaire pour le gestionnaire d'eau potable de bien prévoir la demande et sa répartition en fonction du temps.

2.10.2.1 Choix de la norme unitaire de la consommation

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litre par habitant par jour, par carré de surface de végétaux, par mètre arbre.

Cette quantité d'eau s'appelle la norme de consommation ; c- a- d la norme moyenne journalière de la consommation en litre par jour et par usage qui dépend de certains critères dont les principaux suivant :

- ❖ Le niveau de vie de la population.
- ❖ Le nombre d'habitants.
- ❖ Le développement urbain

- ❖ Les ressources existantes.

L'estimation des besoins en eau potable donnée englobe les besoins domestiques ainsi que tous les autres types de consommations.

2.10.2.2 Consommation moyenne journalière

La consommation moyenne journalière de la zone concernée par l'étude, est égale à la dotation que multiplie le nombre total des habitants.

$$Q_{\text{moy.j}} = \left(\frac{1}{1000} \right) \times \text{dot} \times N \quad \left(\text{m}^3/\text{jr} \right)$$

2.10.3 Estimation des besoins en eau des différents secteurs

2.10.3.1 Besoins domestiques à l'horizon 2052

Le débit de consommation moyen journalier correspondant aux besoins domestiques pour l'horizon 2052 est :

$$Q_{jm} = D \times P_{2052}$$

D : est la dotation en (l / j / habitant).

On optera pour une dotation de 125 l / j / habitant ce qui donne :

$$Q_{jm} = 360.40 \text{ m}^3/\text{j}$$

Tableau 5 : besoins domestiques

<i>Population</i>	<i>Dotation (l/jour/habit)</i>	<i>Qj (moy) (m³/j)</i>
2883	125	360.40

2.10.3.2 Besoins destinés aux équipements :

- **Besoin scolaire :**

Tableau 6: détermination de la consommation scolaire

<i>Établissements</i>	<i>Nombre d'élevés</i>	<i>Norme l/j/ élève</i>	<i>Consommation en m³/j</i>
Ecole primaires	300	10	3.00

- **Besoin en eau du marché :**

Les besoins en eau du marché sont généralement destinés aux lavages et entretiens,

dans ce cas on peut estimer, les besoins en eau de 10 m³/j.

➤ **Besoin publics pour et l'arrosage :**

La consommation des besoins en eau d'arrosage et le lavage des rues est illustrée dans le tableau suivant :

Tableau 7 : consommations d'arrosages

Type de consommateurs	Surface m ²	Dotation l/j/m ²	Consummation m ³ /j
Espace de verts	2022.33	5	10.112

➤ **Besoins destines aux équipements**

Tableau 8 : Besoins destinés aux équipements

Equipements	N	Unité/ Surface m ²	Consummation (l/j/m ²)	Débit total (m ³ /j)
Mosquée	1	900	6	5.4
Stade	1	1319.67	6	7.92
Totale				13.32

➤ **consommation moyenne totale del'agglomération :**

Le débit total moyen de Tililan (Adrar) on peut résumer sur le tableau ci-dessous, en tenant compte des différents besoins en eau, pour l'horizon 2052

Tableau 9 : Tableau récapitulatif de la consommation moyenne totale :

<i>Catégorie de consommateurs</i>	<i>Consummation journalière m³ / j</i>
Domestiques	360.40
Stade+Mosquée	13.32
Marché	10
Espace de verts	10.112
Ecole primaries	3.00
Somme	399.832

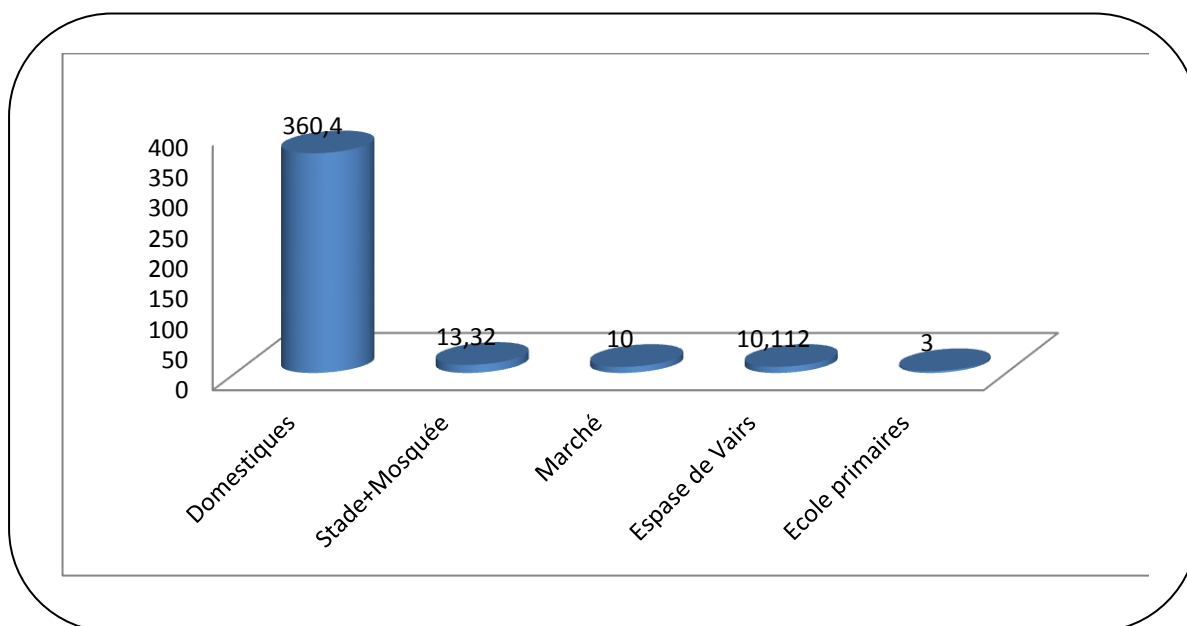


Figure 21 : Evaluation des différentes consommations journalières

2.11 Caractéristiques de la consommation

2.11.1 Etude des variations des débits

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

2.11.1.1 Coefficient d'irrégularité journalier maximal

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

$$K_{\max.j} = \frac{Q_{\max.j}}{Q_{\text{moy}.j}}$$

Dans la pratique $K_{\max.j} = 1.1$ à 1.3 besoin domestique.

$K_{\max.j} = 1$ autre besoin.

Donc on tire :

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

Tableau 10: calcul de consommation maximal journalière :

Nature de Consommation	Débit moyen journalier m ³ / j	Coefficient d'irrégularité	Débit max journalier m ³ / j
Domestiques	360.40	1.3	468.52
Stade+Mosquée	13.32	1.3	17.32
Marché	10	1.3	13
Espace de verts	10.112	1	10.112
Ecole primaires	3.00	1.3	3.9
Somme			512.852

2.11.1.2 Coefficient d'irrégularité journalier minimal

Ce coefficient est défini comme étant le rapport entre la consommation journalière minimal et la consommation moyen journalière ; il ne peut pas permettre de connaître le débit minimal journalier, en envisageant une sous consommation en fonction de l'importance de l'agglomération, il varie entre 0.7 et 0.9.

Donc :

$$K_{\min,j} = \frac{Q_{\min,j}}{Q_{\text{moy},j}}$$

Tableau 11: Consommations minimale journalière pour chaque commune

Communes TIMMI	Q _{moy,j} (m ³ /j)	K _{min,j}	Q _{min,j} (m ³ /j)
Total	399.832	0,9	359.85

2.11.2 Détermination du débit de pointe

La détermination de débit de pointe s'effectue en fonction du nombre d'habitations du degré de développement des installations sanitaires et de régime de consommation.

La connaissance de ce débit est fondamentale dans un projet AEP. Ceci nous permet de connaître les heures pendant lesquelles la consommation est maximale (heure de pointe), afin de dimensionner le réseau de distributions à l'intérieur de l'agglomération.

Pour déterminer le débit nous devons aussi prendre en compte le coefficient d'irrégularité horaire.

Le débit de pointe est donné par la relation suivante :

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

Avec

Q_p : débit de pointe.

Q_{moy} : débit moyen journalier.

K_p : coefficient de pointe.

Or:
$$K_p = K_{max j} \times K_{max \square}$$

$K_{max j}$: Coefficient d'irrégularité journalière maximum, $K_{max j} = (1,1 - 1,3)$.

On prend : $K_{max j} = 1.3$.

Le coefficient $K_{max \square}$ est donné par la relation suivante :

$$K_{max \square} = \alpha_{max} \times \beta_{max}$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui dépend du niveau des confort des conditions locales et du niveau de développement :

Donc
$$\alpha_{max} = 1.2 - 1.4$$

Nous prenons
$$\alpha_{max} = 1.3.$$

Et
$$\alpha_{min} = 0.4 - 0.6$$

Et ;
$$\alpha_{min} =$$

β : coefficient qui dépend du nombre d'habitants ; ces valeurs sont données sur le tableau suivant :

Tableau 12 : Variation du coefficient β_{max} en fonction du nombre d'habitant

Population	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	100000	300000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,1	1,03

Du quartier Tililan. Notre population est de 2883 Les valeurs des paramètres sont dérivées du tableau :

Donc : $\beta_{max} = 1.5$

Et par la suite nous avons

$$K_{max h} = \alpha_{max} \times \beta_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{A.N: } K_{max h} = 1.3 \times 1.5 = 1.95$$

Donc le coefficient de pointes est de :

$$K_p = K_{max j} \times K_{max h} \quad \longrightarrow \quad \text{A.N: } K_p = 1.3 \times 1.95 = 2.54$$

À partir de se coefficient de pointe ; nous déterminons notre débit de pointe qui est :

$$Q_p = K_p \times Q_{moy} \quad \longrightarrow \quad \text{A.N: } Q_p = 2.54 \times 399.882 = 1015.70 \text{ m}^3/\text{j}$$

Remarque :

Tant que le débit de pointe est celui du dimensionnement du réseau, on va ajouterons débit d'incendie. Les calculs finaux sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 13 : Détermination de débit de pointe

α max	β max	$K_{\max.h}$	K_p	Q_p (m ³ /j)
1,3	1.6	1.95	2.54	1015.70

Le débit maximum journalier $Q_{\max} = 512.852$ (m³ / j) ; nous permet de dimensionner la conduite d'adduction ainsi que le réservoir de stockage et le débit de pointe $Q_p = 1015.70$ (m³/j) ; nous permet de dimensionner le réseau de distribution.

2.12 Evaluation de la consommation horaire en fonction du nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière.

La variation des débits horaires pendant la journée est représentée en fonction du nombre d'habitants sur le tableau N°:

Tableau 14 : Répartition horaire du débit maximum journalier

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

12-13	07	05	4.4	4.6	8.5
13-14	07	05	4.1	4.55	06
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	05
15-16	4.5	06	4.4	4.7	05
16-17	05	06	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	05	4.5	4.4	06
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	06
20-21	4.5	04	4.5	4.3	06
21-22	03	03	4.8	3.75	03
22-23	02	02	4.6	3.75	02
23-24	01	1.5	3.3	3.7	01
Total	100%	100%	100%	100%	100%

2.13 Calcul de la consommation horaire

Le réservoir devra transiter les eaux avec a plus fort débit instantané l'heure de pointe et l'heure pour laquelle la consommation est minimal.

Le débit horaire demandé pour chaque groupe de consommation :

$$Q_{\square} = P \% \times \frac{Q_{\max j}}{100}$$

Q_{\square} : Débit horaire nécessaire.

P % : pourcentage horaire.

La durée d'arrosage est prévue pour dix heure pendant la journée. Le tableau ci-dessous nous permet de connaître la consommation domestique, arrosage et celui de la consommation total de l'agglomération.

Les résultats sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau 15 : Consommation et apports en eau :

Heures	Consommation d'agglomération 502.74 m ³ /j		ARROSAGE $Q_{\max j}$ = 10.112 m ³ /j		Consommation totale $Q_{\max j}$ = 512.852m ³ /j		% cumulé
	(%)	(m ³ /h)	(%)	(m ³ /h)	(m ³ /h)	(%)	
0-1	01	5.0274			5.0274	0.98	0.98
1-2	01	5.0274			5.0274	0.98	1.96
2-3	01	5.0274			5.0274	0.98	2.94
3-4	01	5.0274			5.0274	0.98	3.92
4-5	02	10.0548	10	1.0112	11.066	2.15	6.07
5-6	03	15.0822	10	1.0112	16.0934	3.14	9.21

6-7	05	25.137	10	1.0112	26.1482	5.10	14.31
7-8	6.5	32.6781	10	1.0112	33.6893	6.57	20.88
8-9	6.5	32.6781			32.6781	6.37	27.25
9-10	5.5	27.6507			27.6507	5.39	32.64
10-11	4.5	22.6233			22.6233	4.41	37.05
11-12	5.5	27.6507			27.6507	5.39	42.44
12-13	07	35.1918			35.1918	6.86	49.3
13-14	07	35.1918			35.1918	6.86	56.16
14-15	5.5	27.6507			27.6507	5.39	61.55
15-16	4.5	22.6233			22.6233	4.41	65.96
16-17	05	25.137	10	1.0112	26.1482	5.10	71.06
17-18	6.5	32.6781	10	1.0112	33.6893	6.57	77.63
18-19	6.5	32.6781	10	1.0112	33.6893	6.57	84.2
19-20	5.0	25.137	10	1.0112	26.1482	5.10	89.3
20-21	4.5	22.6233	10	1.0112	23.6335	4.61	93.92
21-22	03	15.0288	10	1.0112	16.04	3.13	97.05
22-23	02	10.0548			10.0548	1.97	99.02
23-24	01	5.0274			5.0274	0.98	100
Somme	100%	502.74	100%	10.112	512.80	100	/

D'après le tableau on remarque que l'heur de pointe est de 13h à 14 h avec un débit de 35.19 m³/h

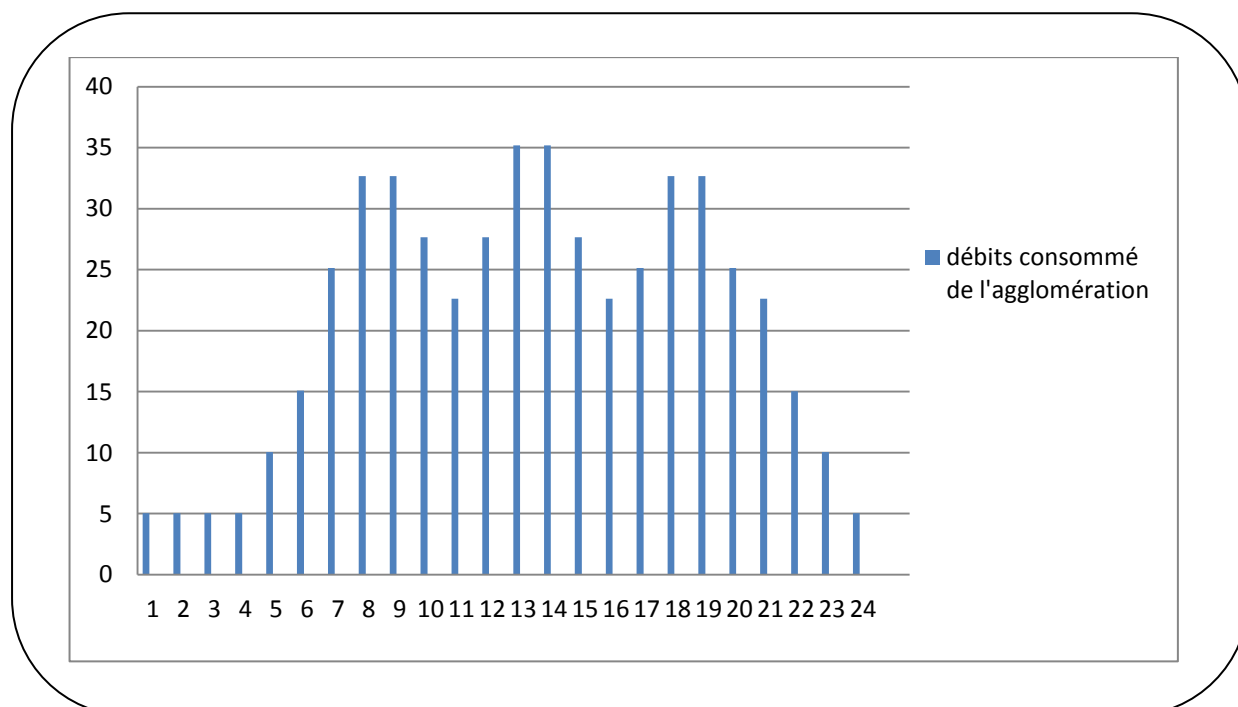


Figure 22 : Débits consommé de l'agglomération

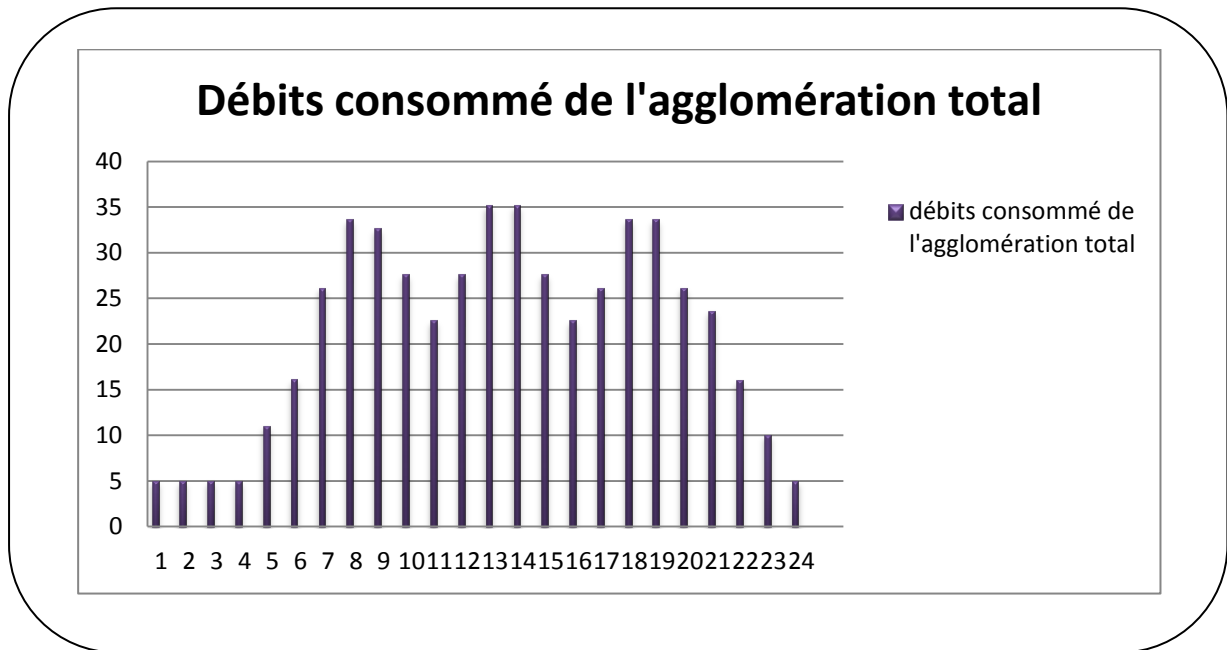


Figure 23 : Débits consommé de l’agglomération total.

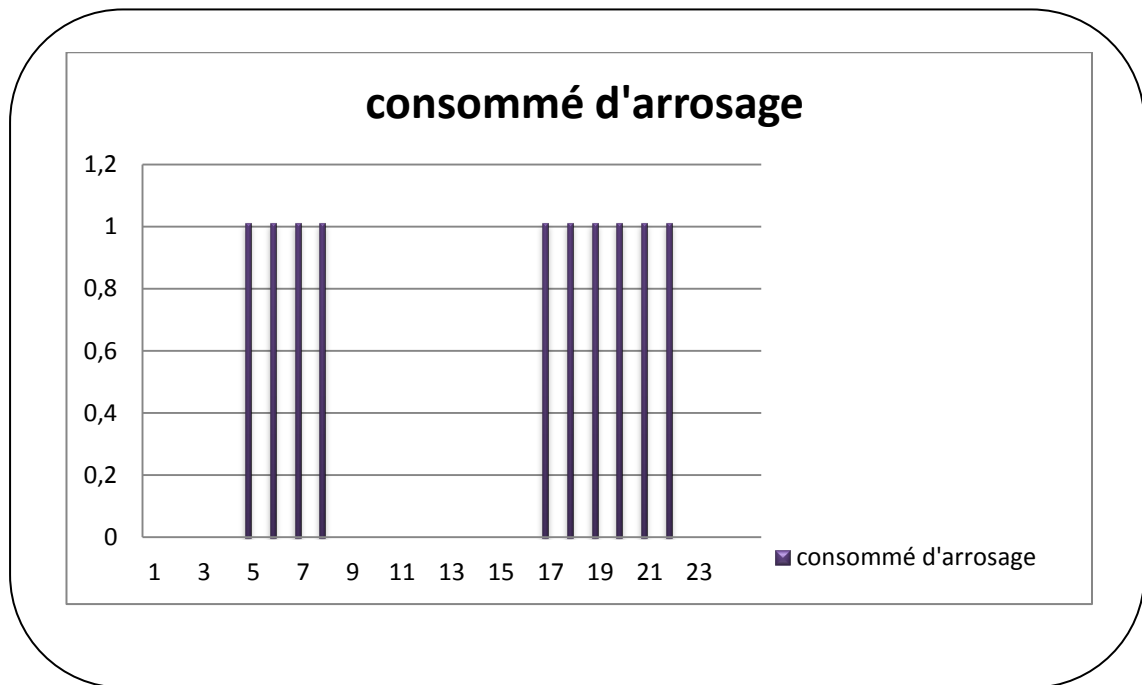


Figure 24 : Consommé d’arrosage.

Remarque :

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

Pour notre cas on choisie la répartition >10000 hab.

La capacité de la cuve est déterminée en considérant le débit maximum horaire $Q_h^{(Max)}$

$$Q_{moy.h} = \frac{Q_{max.j}}{24} (m^3/h)$$

Avec :

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

- $Q_{max.j}$: débit maximum journalier en m^3/h .

Donc :

$$Q_{moy.\square} = \frac{512.852}{24} = Q_{moy.\square} \Rightarrow 21.369(m^3/\square)$$

2.13.1 *1^{er} Cas: la méthode analytique*

Heures	Coeff	Volumes partiels		Volumes cumulés			
		Cons	Apport	Cons	Apport	ΔV^+	ΔV^-
0-1	01	5.129	21.369	5.129	21.369	16.24	
1-2	01	5.129	21.369	10.258	42.738	32.480	
2-3	01	5.129	21.369	15.387	64.107	48.72	
3-4	01	5.129	21.369	20.516	85.476	64.96	
4-5	02	10.258	21.369	30.774	106.845	76.071	
5-6	03	15.387	21.369	46.161	128.214	82.053	
6-7	05	25.645	21.369	71.806	149.583	77.777	
7-8	6.5	33.339	21.369	105.145	170.952	65.807	
8-9	6.5	33.339	21.369	138.484	192.321	53.837	
9-10	5.5	28.210	21.369	166.694	213.69	46.996	
10-11	4.5	23.081	21.369	189.775	235.059	45.284	
11-12	5.5	28.210	21.369	217.985	256.428	38.443	
12-13	07	35.903	21.369	253.888	277.797	23.909	
13-14	07	35.903	21.369	289.791	299.166	9.375	
14-15	5.5	28.210	21.369	318.001	320.535	2.534	
15-16	4.5	23.081	21.369	341.082	341.904	0.822	
16-17	05	25.645	21.369	366.727	363.273		-3.454
17-18	6.5	33.339	21.369	400.066	384.642		-15.424
18-19	6.5	33.339	21.369	433.405	406.011		-27.394
19-20	5.0	25.645	21.369	459.05	427.38		-31.67
20-21	4.5	23.081	21.369	482.131	448.749		-33.382
21-22	03	15.387	21.369	497.518	470.118		-27.4
22-23	02	10.258	21.369	507.776	491.487		-16.289
23-24	01	5.129	21.369	512.90	512.90		0.000

2.13.1.1 Détermination de la capacité du stockage :

Il existe deux méthodes pour déterminer la capacité de la cuve :

- la méthode analytique
- la méthode graphique

Dans notre cas, nous allons opter pour la méthode analytique qui consiste à déterminer les excès et les insuffisances à différentes heures de la journée.

Le volume est donné par :

$$V = |\Delta V^+_{max}| + |\Delta V^-_{max}| + V_{inc}$$

ΔV^+ : excédent en eau différentes heures de la journée

ΔV^- : Insuffisance en eau différentes heures de la journée.

V_{inc} : réserve d'incendie $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

Le résultat de ces calculs est donné dans le tableau :

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta V^+ : \text{Volume d'eau en excès} \\ \Delta V^- : \text{Insuffisance} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{ll} \Delta V^+ = \text{Apport} - \text{Cons} & \text{Si } \text{Apport} > \text{Cons} \\ \Delta V^- = \text{Cons} - \text{Apport} & \text{Si } \text{Cons} > \text{Apport} \end{array} \right.$$

D'après le tableau ci-dessus, nous remarquons que :

La valeur max ΔV^+ est atteinte de 5^h à 6^h et sa valeur est 82.053 m^3

De 20^h à 21^h, la valeur maximale de ΔV^- est atteinte et égale à 33.382 m^3 .

La capacité du réservoir se calcule comme suit :

$$V_{c\text{eau}} = \Delta V^+_{max} + \Delta V^-_{max} + V_{inc}$$

Avec : V_{inc} : volume d'eau prévu pour les risques d'incendie $V_{inc} = 120 \text{ m}^3$

$$V = 82.053 + 33.382 + 120 = 230.435 \text{ m}^3$$

$$V = 250.00 \text{ m}^3$$

2.13.2 2^{ème} Cas: la méthode graphique

Pour une agglomération (Tililan) la répartition de la consommation en 24 heures se fait de la manière suivante (répartition donnée par du pont)

de 0 ^h à 4 ^h	0,24a
de 4 ^h à 5 ^h	0,48a
de 5 ^h à 6 ^h	0,72a
de 6 ^h à 7 ^h	1,20a
de 7 ^h à 9 ^h	1,56a
de 9 ^h à 10 ^h	1,32a

de 10 ^h à 11 ^h	1,08a
de 11 ^h à 12 ^h	1,32a
de 12 ^h à 14 ^h	1,68a
de 14 ^h à 15 ^h	1,32a
de 15 ^h à 16 ^h	1,08a
de 16 ^h à 17 ^h	1,20a
de 17 ^h à 19 ^h	1,56a
de 19 ^h à 20 ^h	1,20a
de 20 ^h à 21 ^h	1,08a
de 21 ^h à 22 ^h	0,72a
de 22 ^h à 23 ^h	0,48a
de 24 ^h à 24 ^h	0,24a

L'agglomération de TIMMI compte 512.852 pour une dotation de 125 i/j/habit.

Alors nous avons un débit maximal journalier:

$Q_{maxj} = 512.852 \text{ m}^3 / \text{j}$ (voir Tableau 8) à l'horizon 2052

$$a = \frac{Q_{max.j}}{24} (\text{m}^3 / \square) \quad a = \frac{512.852}{24} \Rightarrow a = 21.369 \text{ m}^3 / \square$$

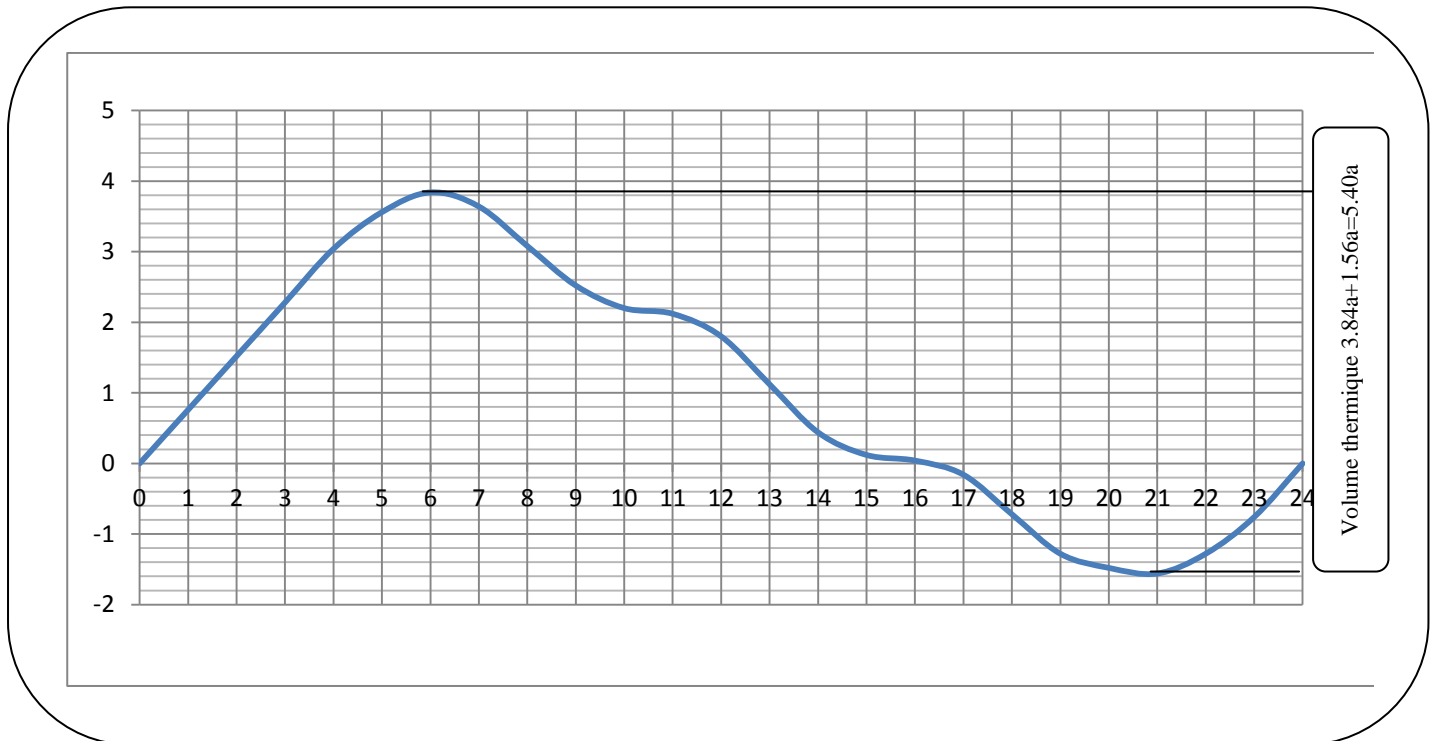


Figure 25 : Capacité théorique en adduction continue

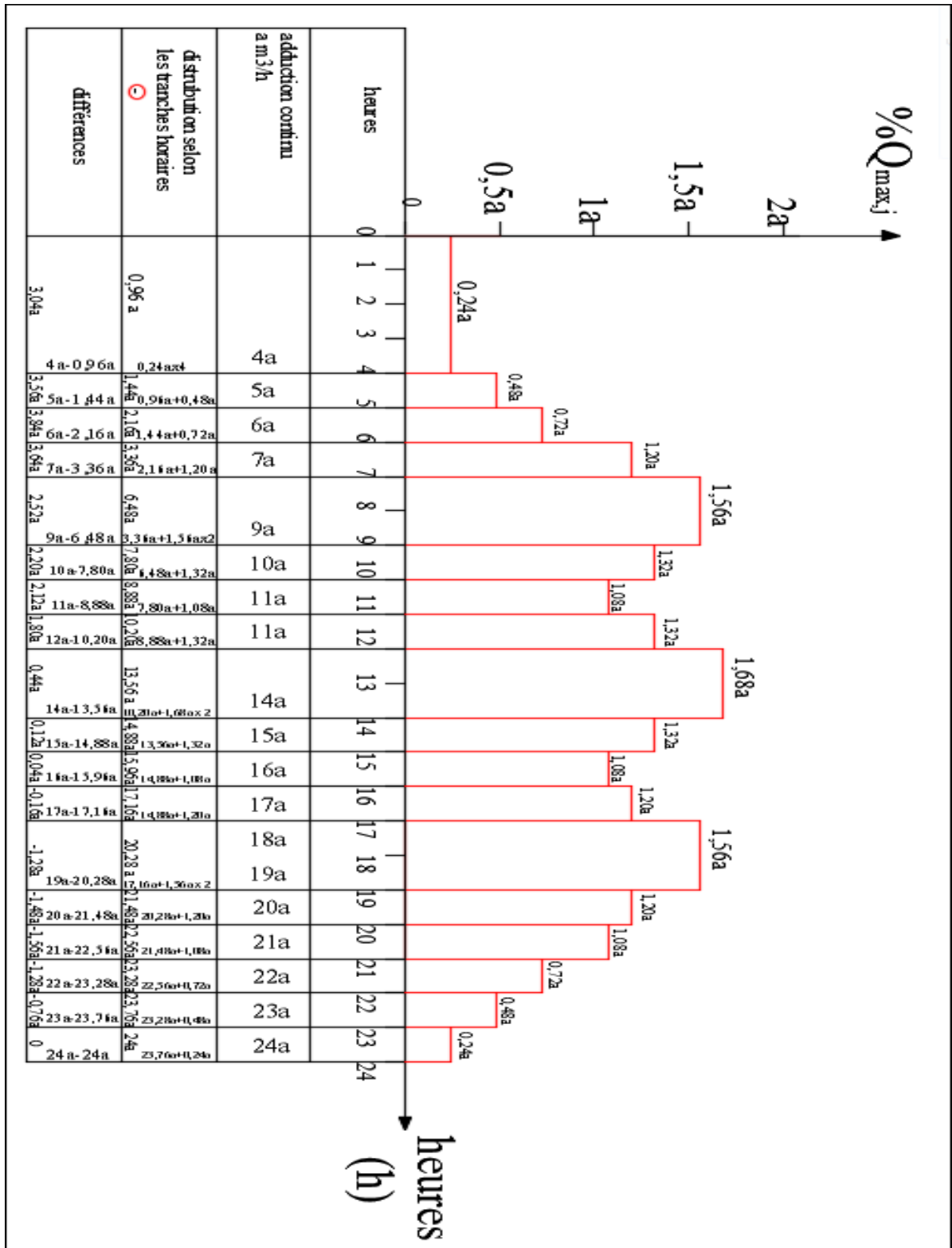


Figure 26 : Diagramme adduction-distribution

$$a = \frac{Q_{max.j}}{24} (m^3/h) \quad a = \frac{512.852}{24} \Rightarrow a = 21.369 m^3/h$$

$$V = 5.40 \times 21.369 = 115.393 m^3$$

$$V = 115.393 + 120 = 235.393 m^3$$

$$V = 250.00 m^3$$

2.14 Dimensionnement de Réservoir:

Le réservoir doit permettre la maintenance 1/4 de réservoir doit rester vide pour la maintenance est conçu en 4 compartiment dont 3 toujours en fonction.

On a la relation suivant:

$$V_{théorique} = 3/4 V_{réservoir}$$

Avec 3/4 : pour la maintenance de réservoir

$$V_{théorique} = 3/4 V_{réservoir} \rightarrow V_{réservoir} = 4/3 V_{théorique}$$

$$V_{réservoir} = 4/3 \times 250 = 333.333 m^3 \quad \text{on prend} \quad V_{réservoir} = 400.00 m^3$$

On prendra un réservoir circulaire, les dimensions principales seront déterminées à partir de la relation suivante :

$$V_{réservoir} = S_{réservoir} \times H_{réservoir} = \frac{\pi D^2}{4} \times H_{réservoir}$$

Donc:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times V_{réservoir}}{\pi \times H_{réservoir}}}$$

. Avec :

$V_{réservoir}$: Volume du réservoir (m^3) ;

$S_{réservoir}$: Section de la cuve du réservoir en (m^2) ;

D : Diamètre du réservoir (m) ;

$H_{réservoir}$: Hauteur d'eau dans le réservoir (hauteur de la cuve en m).

La hauteur « H » peut être variée entre (3 ÷ 6) m cette hauteur peut atteindre (7 ÷ 8) m dans les grands ouvrages.

Dans notre cas on peut prendre H = 5m

Donc :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 400}{\pi \times 5}}$$

$$D = 10.09 \text{ m}^2 \longrightarrow D = 10 \text{ m}^2$$

Calcul de la hauteur du réserve d'incendie :

$$V_{inc} = S_{réservoir} \times H_{inc}$$

D'où :

$$H_{inc} = \frac{V_{inc}}{S_{réservoir}}$$

H_{inc} : Hauteur de la réserve d'incendie dans le réservoir (m).

V_{inc} : Volume d'incendie (m^3)

Tableau 16 : Résultats de dimensionnement du réservoir

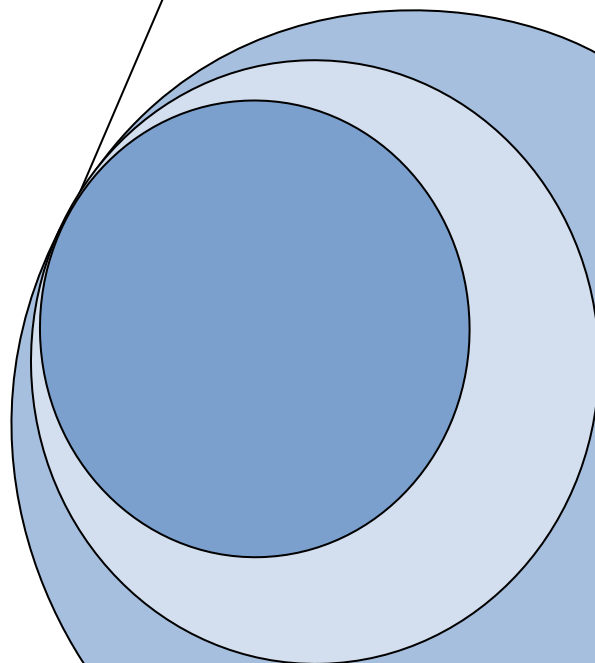
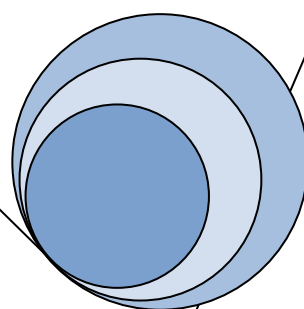
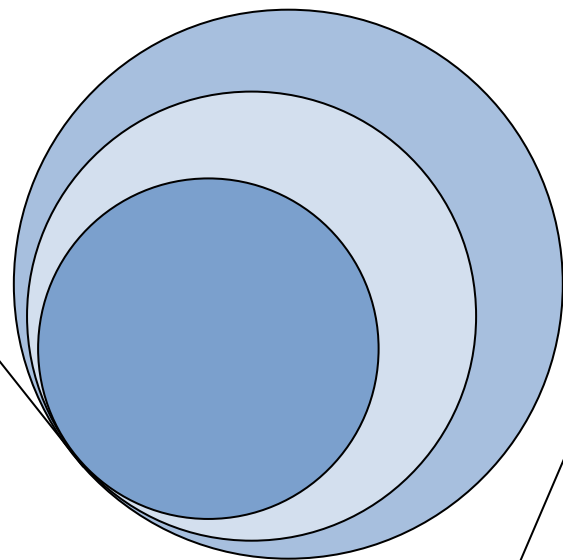
$V (\text{m}^3)$	$S_{réservoir} (\text{m}^2)$	$H_{réservoir} (\text{m})$	$D_{réservoir} (\text{m})$	$V_{incendi} (\text{m}^3)$	$H_{incendi} (\text{m})$
400	78.54	5	10	120	1.53

2.15 Conclusion :

D'après les résultats des calculs, il ressort que la conception d'un ouvrage de 400 m³ assurera la capacité de stockage nécessaire à l'approvisionnement régulier en eau potable de cette agglomération.

CHAPITRE 3 :

Réservoir



3.1 Introduction

Très souvent, l'installation d'adduction et de distributions d'eau comporte des réservoirs. Le réservoir est un ouvrage très important dans un réseau d'alimentation en eau potable. C'est un ouvrage hydraulique de stockage d'eau ; soit destinée à la consommation publique, soit de l'eau à l'usage industriel. Il a pour fonction essentiel la régulation entre le débit consommé et celui approvisionné.

Donc dans ce chapitre on abordera une étude des ouvrages et de la capacité de stockage nécessaire pour l'agglomération concernée.

3.2 Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau potable présentent plusieurs avantages tels que ^[16]:

- Rôles de régulateur et accumulateur : dans une agglomération, le débit refoulé par la station de pompage n'est pas dans tous les cas égal au débit consommé. Donc un réservoir est indispensable pour assurer la régulation entre le débit refoulé et celui consommé, il permet aussi d'emmagasiner l'eau pendant toute la durée de fonctionnement de la station de pompage et assurer la continuité de la distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Augmentation des pressions : il s'agit dans ce cas d'un réservoir d'équilibre, le réservoir est placé à un point et une altitude de telle sorte qu'il puisse assurer la pression nécessaire dans des points très éloignés.
- Gain d'énergie au niveau de la station de pompage : le réservoir permet de réduire les dépenses d'énergie.
- Utilité pour briser la charge : si le terrain présente un relief très accidenté en certains points du réseau, on peut avoir des pressions non admissibles.
- Stockage de la réserve d'incendie : on peut avoir deux cas :
 - Un réservoir à part qui emmagasine la réserve d'incendie ; ceci est rare dans la pratique du fait du coût de la réalisation de cette variante.
 - La réserve d'incendie est accumulée dans le réservoir d'accumulation.
- Milieu où on peut désinfecter le réseau à l'aide du chlore.

3.3 Emplacement du réservoir :

L'emplacement du réservoir a pour condition l'assurance d'une pression suffisante aux abonnés au moment du débit de pointe. Ils doivent être placés à un niveau supérieur à celui de l'agglomération qu'ils desservent. L'altitude du réservoir, plus

précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée le réseau ^[16].

Son implantation découle de considérations très diverses, techniquement on a intérêt à placer les réservoirs au voisinage du centre de gravité des zones à desservir mais diverses considérations peuvent amener à s'écarter notablement de cette position techniquement optimale on peut citer :

- Le modèle du terrain naturel ;
- La possibilité de trouver des terrains disponibles à un prix acceptable ;
- Les servitudes éventuelles de hauteur ;
- La nature du sol (fondation) ;
- La taille de réservoir ;
- Les considérations esthétiques.

3.4 Classification des réservoirs ^[1]:

3.4.1 Classification selon le matériau de construction :

D'après la nature des matériaux, nous pouvons distingues les réservoirs :

- Métalliques ;
- En maçonnerie ;
- En béton (armé, ordinaire ou précontraint).

3.4.2 Classification selon la situation des lieux :

Les réservoirs peuvent être classés selon leur position par rapport à la surface du sol nouspouvons distingues les réservoirs :

- Enterrés ;
- Posé sur sol ;
- Semi-enterrés ;
- Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ▶ Circulaires
- ▶ Carrés
- ▶ Rectangulaires

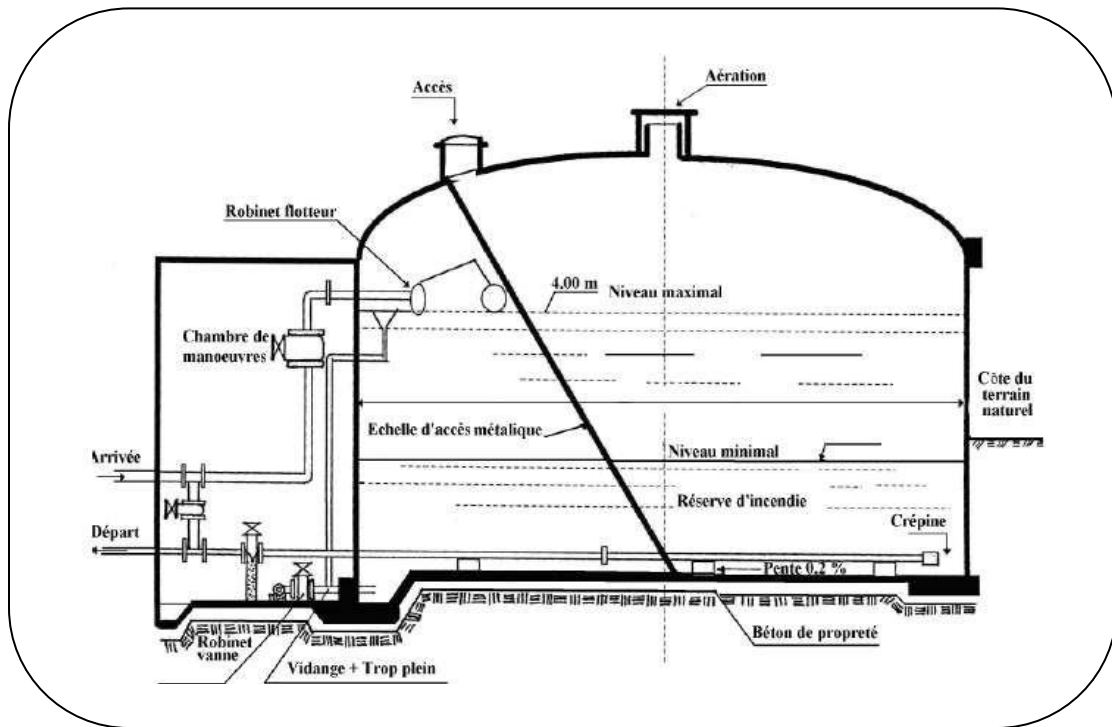


Figure 27 : réservoir Semi-enterré cylindrique

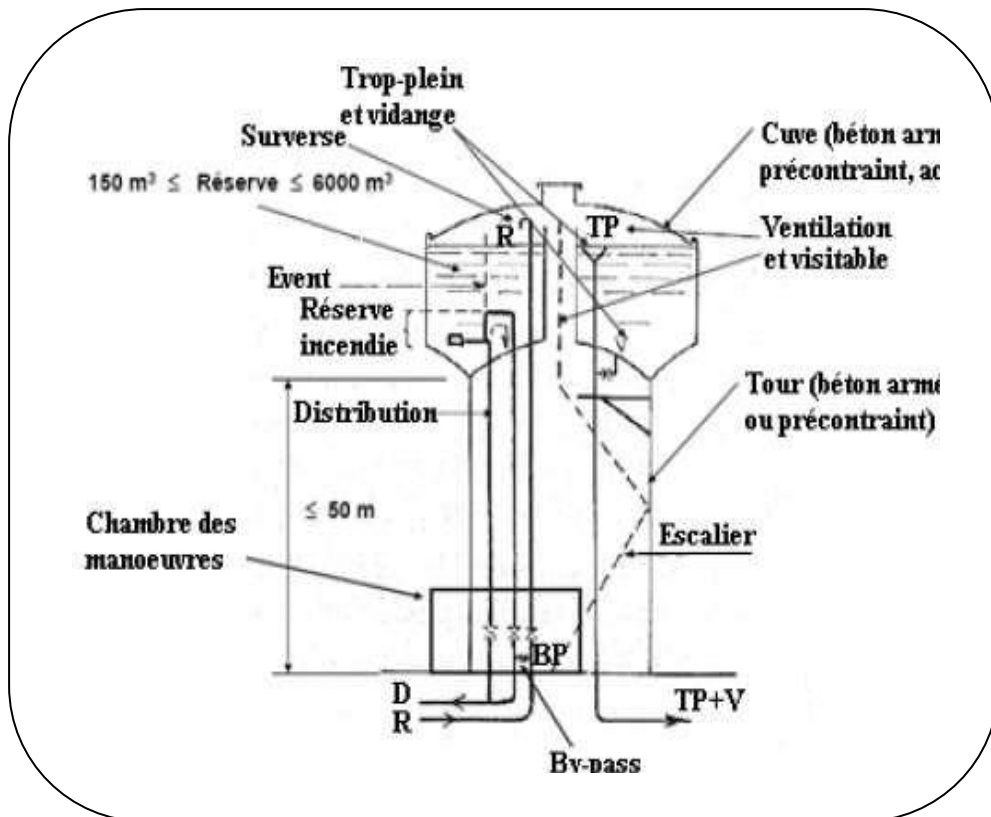


Figure 28 : réservoir surélevé

3.4.3 Classification selon la forme géométrique

Généalement on peut trouver dans la pratique deux formes usuelles des réservoirs :

- Circulaires ;
- Rectangulaires ;
- De forme quelconque (sphérique, conique...).

3.4.4 Classification selon l'utilisation

Vu les différentes utilisations des réservoirs, on peut les classer en :

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

3.5 Equipements des réservoirs

3.5.1 Equipements hydrauliques des réservoirs

3.5.1.1 Conduite d'arrivée^[23]

L'adduction est faite par refoulement, arrivée dans le réservoir en haut par un siphon, ou par le bas placé à l'opposé de la conduite de départ, afin de provoquer le brassage.

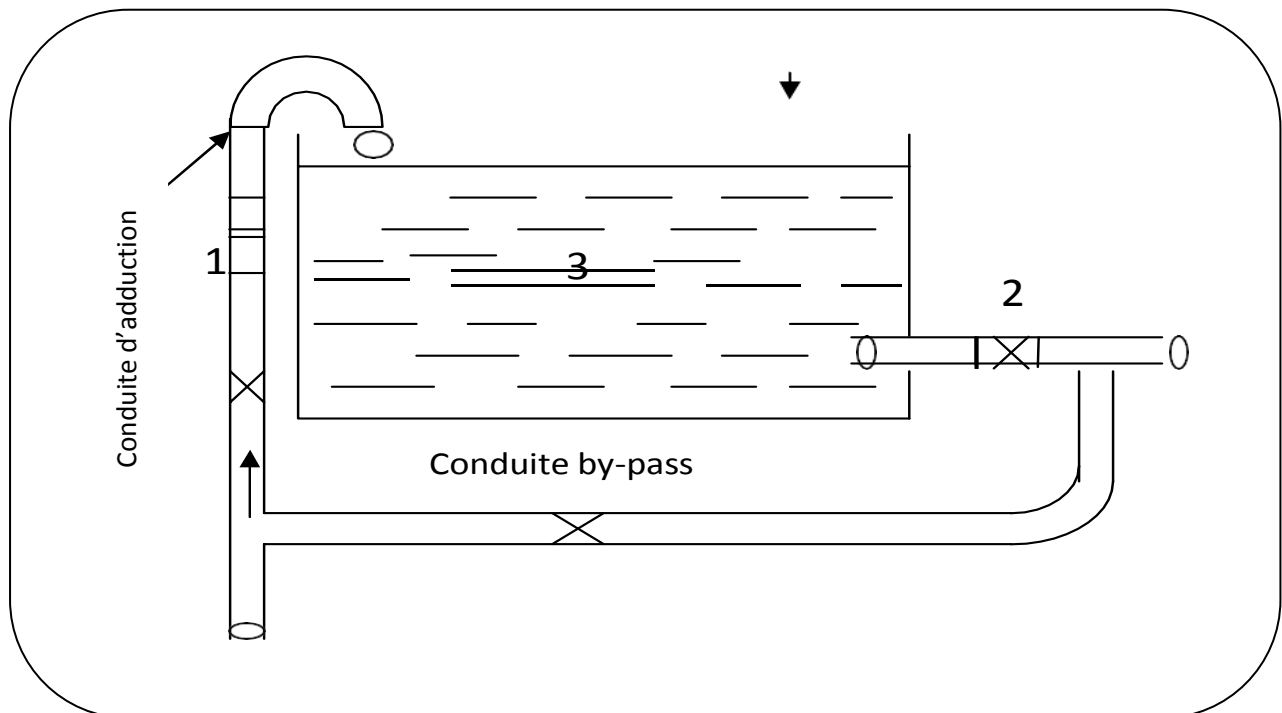


Figure 29 : Conduite d'adduction

3.5.1.2 Conduite de départ (distribution) ^[23]

C'est la conduite qui véhicule l'eau du réservoir (cuve) vers l'agglomération. Son orifice sera disposé à l'opposé de la conduite d'arrivée ; elle est placée à quelques centimètres (15÷20 cm) au dessus du fond de la cuve, pour éviter l'introduction de matières en suspension de l'air.

Cette conduite est équipée d'une vanne permettant la fermeture rapide en cas de rupture.

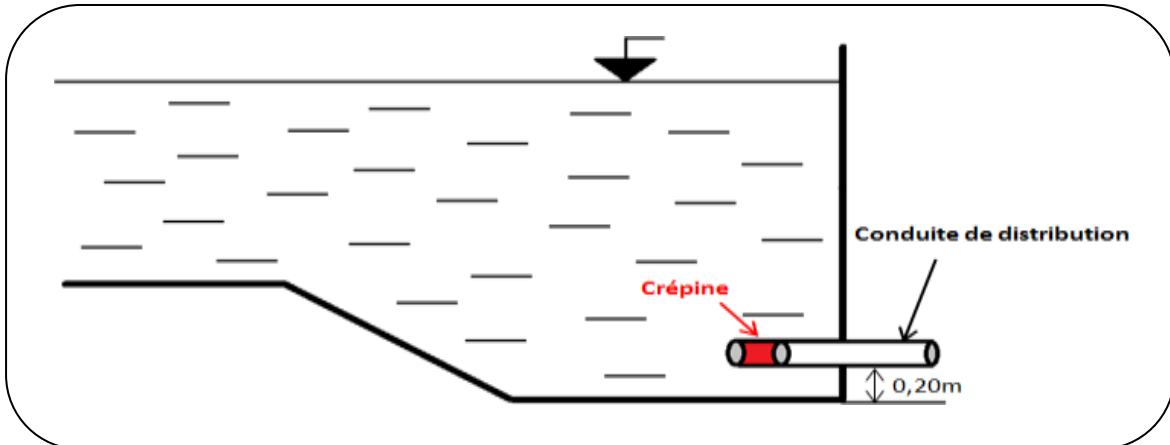


Figure 30 : Emplacement de la conduite de distribution

3.5.1.3 Conduite de trop plein ^[24] :

La conduite du trop-plein est destinée à évacuer la totalité du débit arrivant au réservoir quand le robinet flotteur ne fonctionne pas, elle maintient le niveau maximal susceptible d'être atteint dans le réservoir.

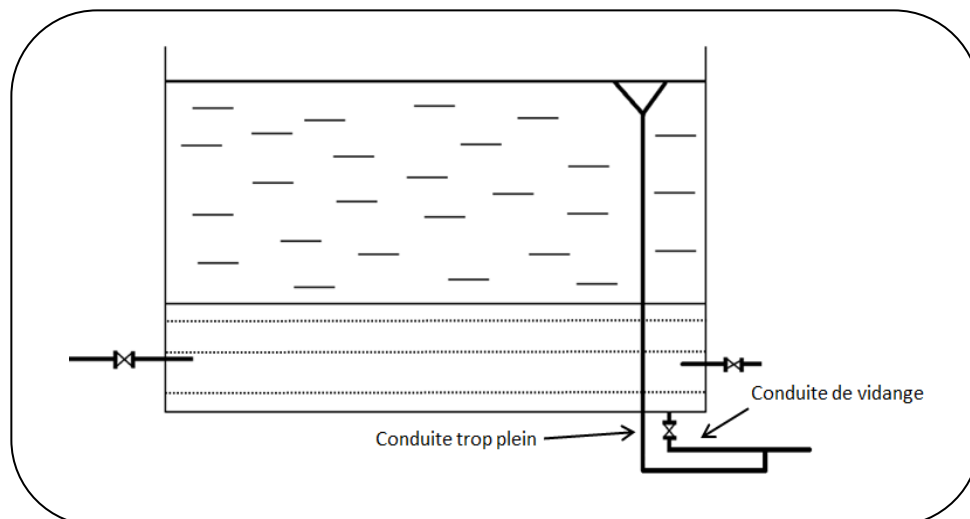


Figure 31 : Conduite de trop-plein

3.5.1.4 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

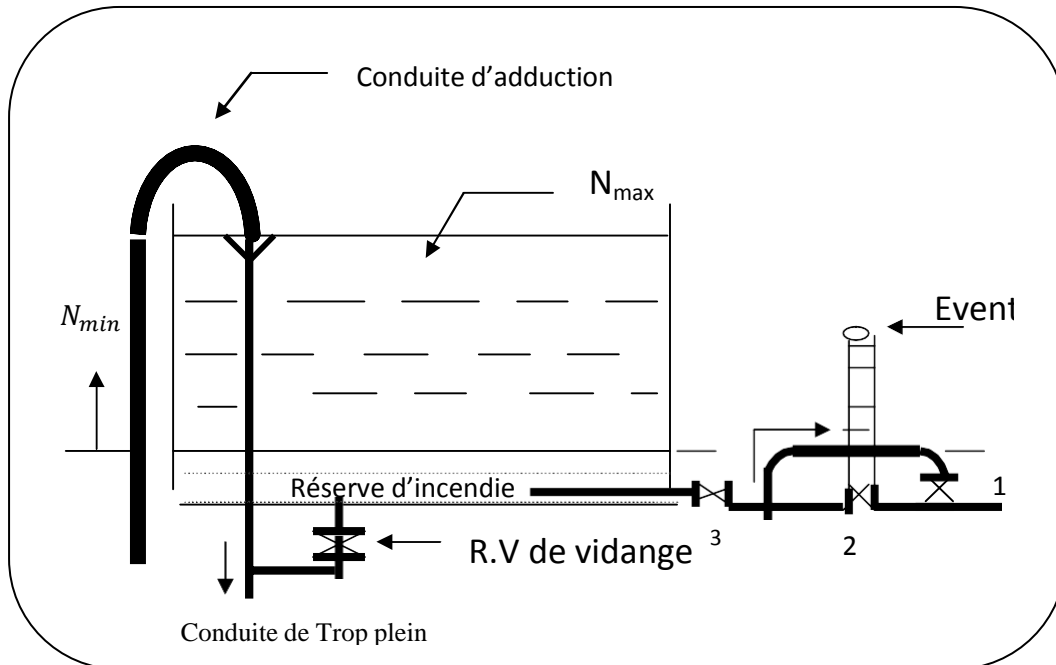


Figure 32 : Conduite de vidange

3.5.1.5 Conduite by-pass :

C'est un tronçon de conduite qui assure la continuité de la distribution en cas des travaux de maintenance ou dans le cas de vidange de la cuve. Il relie la conduite d'adduction avec celle de distribution^[25].

La communication entre ces deux conduites en marche normale :

- Les vannes (1) et (2) sont ouvertes, et la vanne (3) est fermée ;
- En by-pass, on ferme (1) et (2) et on ouvre (3).

Le schéma de la conduite by-pass est représenté dans la figure (32) suivante :

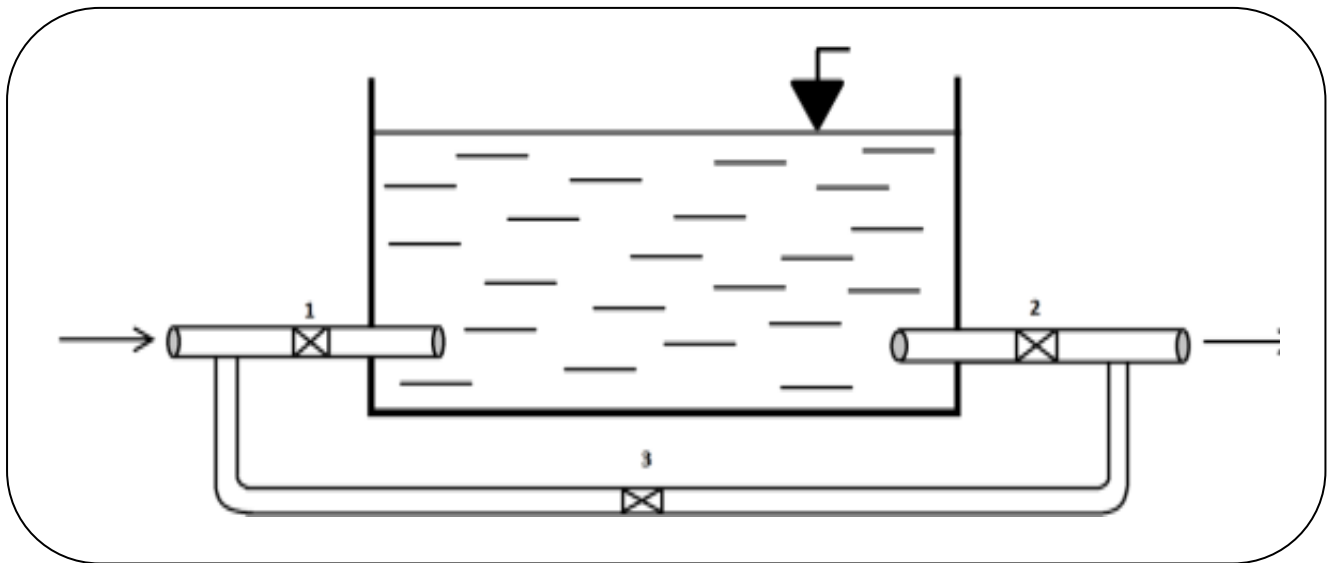


Figure 33 : Conduite de by-pass

3.5.1.6 Matérialisation d'une réserve d'incendie

Pour conserver sûrement une réserve permettant de lutter contre un incendie, il faut en interdire matériellement l'utilisation en service normal et la rendre accessible par la manœuvre d'une vanne spéciale en cas de nécessité.

Vu son inexistence dans les châteaux d'eau de BOUFARIK, nous proposons d'installer un système de matérialisation d'incendie.

Le système utilisé est une disposition spéciale de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint.

En service normal, les vannes 1 et 2 sont ouvertes et la vanne 3 est fermée. Si le niveau dans le réservoir descend jusqu'au niveau Δ_{\min} , le siphon se désamorce grâce à l'évent ouvert à l'air libre et la réserve d'incendie ne sera pas entamée.

En cas de sinistre, il suffit d'ouvrir la vanne 3 tout en restant imprenable, la tranche d'eau consistant la réserve se trouve ainsi constamment renouvelée.

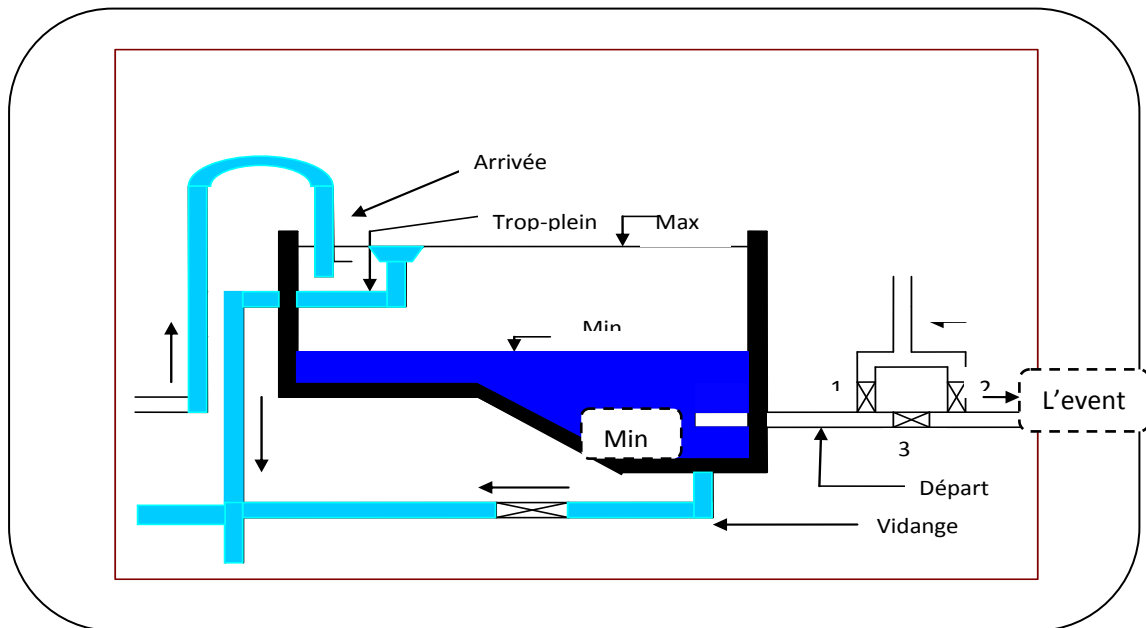


Figure 34 : Matérialisation de la réserve d'incendie

3.6 Entretien des réservoirs ^[26]

Les structures du réservoir doivent faire l'objet d'une surveillance régulière en ce qui concerne toutes les fissures éventuelles que les phénomènes de corrosions sur les parties métalliques en raison de l'atmosphère humide qui y règne.

Un soin particulier est à apporter au nettoyage des cuves; opération comporte plusieurs étapes telles que :

- Isolement et vidange de la cuve et élimination des dépôts sur les parois ;
- Examen et réparations des équipements ;
- Désinfection à l'aide des produits chlorés et remise en service ;

L'entretien des réservoirs au niveau de la ville de Tililan est existant mais il est irrégulier

3.7 Equipement de nettoyage

- Trappes de visite pour le personnel et le matériel.
- Equipements spéciaux pour le nettoyage.
- Pompes d'alimentation en eau.

3.8 Conclusion

La détermination de la capacité du réservoir nous permet de savoir s'il y a intérêt de projeter un autre réservoir ou non, et selon notre calcul nous avons conclu que le réservoir existant au niveau du village ne satisfera pas les besoins en eau de village à long terme.



CHAPITRE 4:

Les réseaux de distribution

4.1 Introduction

L'eau stockée dans le réservoir, doit être distribuée à l'aide de système de canalisations sur lesquelles, des branchements seront réalisés en vue de satisfaire les consommateurs. Toutefois, une étude préliminaire doit être faite afin d'attribuer un diamètre adéquat aux canalisations, permettant d'assurer un débit maximal et une pression de service optimale pour toutes les catégories de besoins, qu'elles soient domestiques, industriels, ...etc.

En effet, l'ensemble de ces conduites constitue un réseau que l'on appelle réseau de distribution et c'est la phase finale dans un projet d'alimentation en eau potable.

4.2 Choix du type de réseau de distribution

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit ^[27]:

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

4.2.1 Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture. Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales (Figure 35)

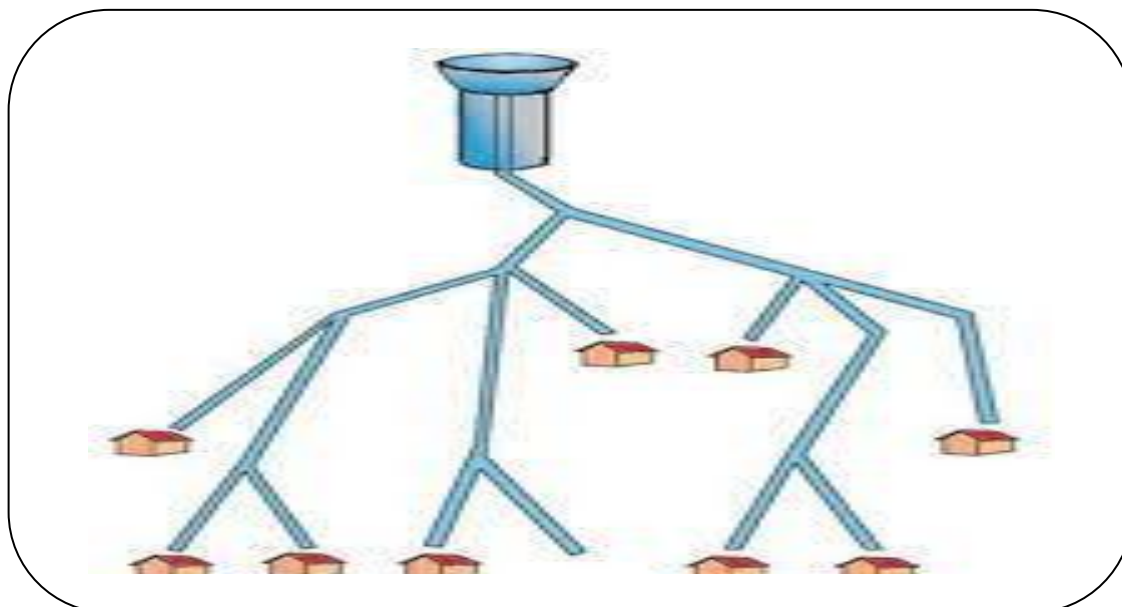


Figure 35 : exemple d'un réseau ramifié

4.2.2 Réseau maillé

Le réseau maillé permet, une alimentation en retour, au contraire du réseau ramifié, une simple manœuvre de robinets permet d'isoler le tronçon accidenté et de poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Il est, bien entendu, plus coûteux d'établissement, mais, en raison de la sécurité qu'il procure, il doit être toujours préféré au réseau ramifié ^[1].

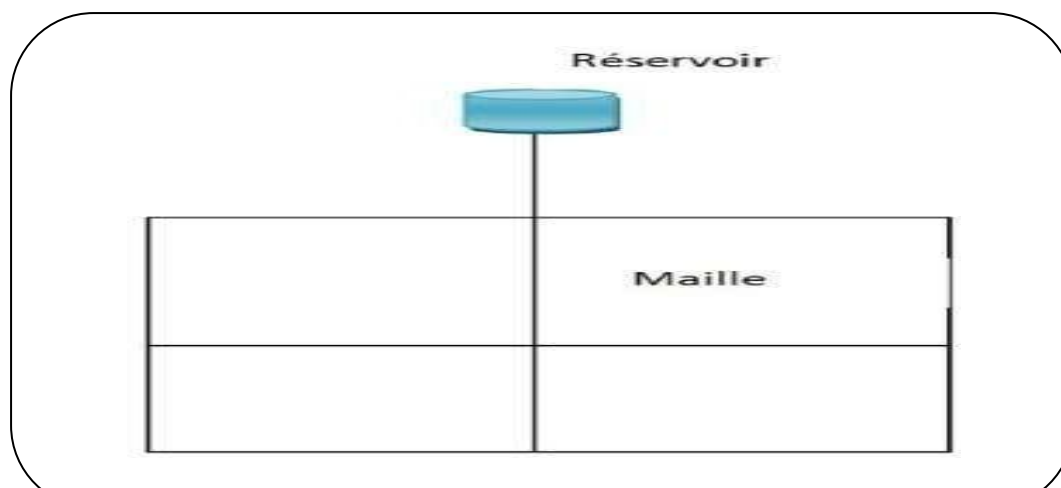


Figure 36 : Schéma de réseau maillé

4.2.3 Réseau mixte :

Un réseau est dit mixte (maillé-ramifié), lorsque ce dernier constitue une partie ramifiée et une autre maillée. Ce type de schéma est utilisé pour desservir les quartiers en périphérie de la ville par les ramifications issues des mailles utilisées dans le centre-ville.

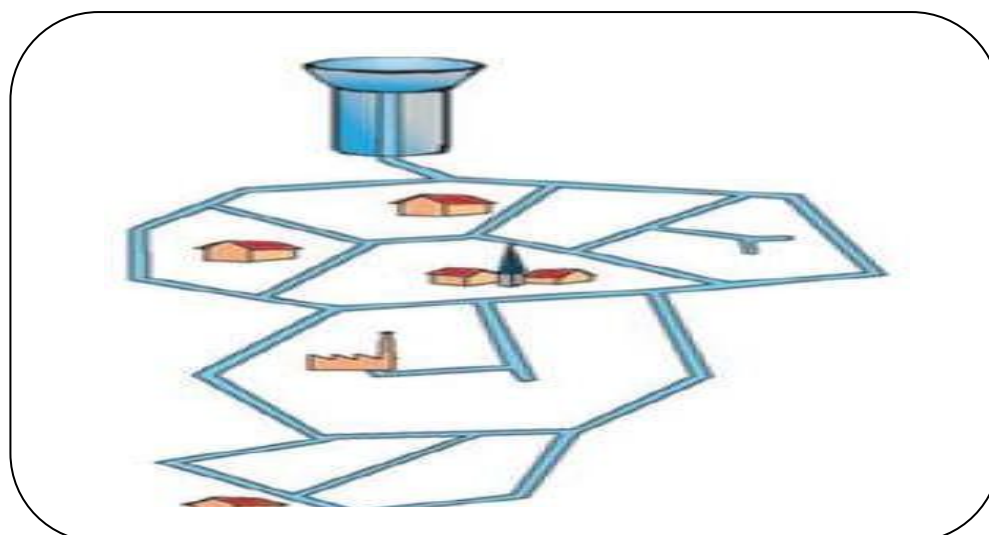


Figure 37 : Schéma de réseau mixte

Tableau 17 : Caractéristiques des réseaux d'alimentation en eau potable

<i>Aspect</i>	<i>Ramifié</i>	<i>Maillé</i>
<i>Pertes de charge</i>	Elevés	Faibles
<i>Écoulement</i>	Risque de zones de stagnation aux Extrémités	Satisfaisant
<i>Réparation</i>	Risque de mise hors service d'une zone importante suivant le point d'intervention	Risque plus faible de mise hors service d'une zone importantesuivant le point d'intervention
<i>Frais de pompage</i>	Elevés	Faible
<i>Frais de place</i>	Faible	Elevés

4.2.4 Réseaux étagés

Dans le cas où la topographie est très tourmentée, la distribution peut se faire par paliers

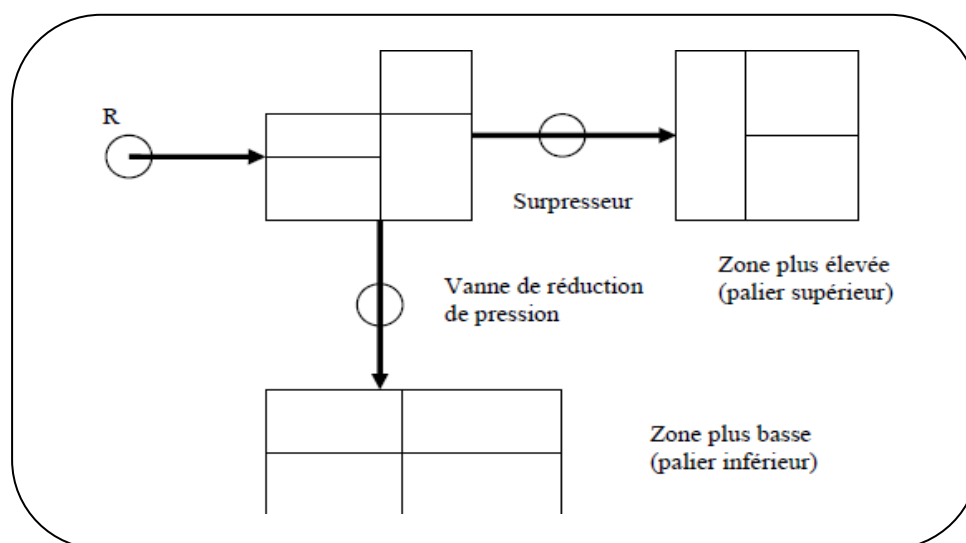


Figure 38 : Réseau étagé

4.3 Exigences fondamentales du réseau

- Assurer la distribution des quantités et qualités d'eau nécessaires vers les points de consommation des agglomérations avec une pression acceptable.
- Le prix de revient des ouvrages du système d'alimentation en eau doit être minimum.

4.4 Conception du réseau de l'agglomération

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

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

4.5 Choix du tracé :

Pour définir le tracé définitif, il est important de penser aux points suivants ^[28]:

- Minimiser le nombre de passage difficiles (traversée de route, de ravine...) ;
- Eviter les pentes trop fortes ;
- Eviter les zones rocheuses : Une tranchée devra être creusée ;
- Préférer les zones accessibles : Le long des chemins existants par exemple ;
- Penser aux problèmes de propriété de terrain et d'autorisation.

4.6 Choix du système de distribution

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

- 1) Système à réservoir de tête.
- 2) Système à contre réservoir ou à injection directe.

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

4.7 Choix de type de matériaux

Pour faire le choix du type de matériau à utiliser dans la construction des conduites, il faut prendre en considération les critères suivants ^[3] :

- Le diamètre ;
- La pression de service supportée ;
- Les conditions de pose et de transport ;
- Le prix ;
- La durée de vie ;
- La disponibilité sur le marché.

Dans notre cas nous avons opté pour les conduites en PEHD vu les caractéristiques mécaniques et hydrauliques que ce matériau présente, on peut citer :

- Facilité de pose (grande flexibilité) ;
- Fiables au niveau des branchements (pas de fuites) ;
- Répond parfaitement aux normes de potabilité ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement (théoriquement de 50ans à une température de 20°C) ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Résiste à la corrosion interne, externe et microbiologique et à l'entartrage
- Disponibilité sur le marché.

4.8 Hypothèses de calcul

Les mêmes principes fondamentaux, évoqués pour les conduites d'adductions, s'appliquent aussi pour les canalisations de distribution: caractéristiques hydrauliques (pertes de charge linéaires et singulières, ligne piézométrique), diamètre économique, types de tuyaux, protection contre les coups de bélier, pose des conduites et accessoires (vannes, robinets, ventouse, brise charge, pièces spéciales).

4.8.1 Débit :

Une estimation, aussi précise que possible, doit être faite des besoins en eau de l'agglomération à alimenter (voir le chapitre 2). On calcule aussi le débit pendant l'heure de pointe. Les conduites de distribution devront pouvoir transiter les plus forts débits. Le calcul hydraulique des canalisations se fait donc avec le débit de pointe (pendant l'heure de pointe).

Il faut aussi vérifier le comportement du réseau de distribution en cas d'incendie (heure de pointe + incendie). Le débit d'incendie à prévoir au point le plus défavorable du réseau est de $60\text{m}^3/\text{h}$ soit (17l/s). On tient compte de plusieurs incendies en même temps dans le cas d'une grande ville ou d'une agglomération à haut risque d'incendie.

4.8.2 Choix du diamètre

Dans les tronçons sur lesquels il est prévu l'installation de bouches d'incendie, le diamètre minimal sera de 0,100 mètre. On utilise rarement le diamètre 0,080 mètre. La vitesse de l'eau dans le diamètre choisi d'un tronçon de distribution quelconque sera entre

0,50 et 1,50m/s. Les vitesses inférieures à 0,50 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 1,25 m/s risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits. En cas d'incendie, généralement, on accepte des vitesses atteignant 2,50 m/s.

4.8.3 Pression

Le réseau doit satisfaire les conditions de pression suivantes:

- 1) Une charge minimale de 3 m doit être prévue sur les orifices de puisage (robinets) les plus élevés, et de 5 m pour un chauffe-eau à gaz.
- 2) En vue de la bonne tenue des canalisations et des joints (limitation des fuites et des bruits), il faut éviter des pressions supérieures à 40 m. Si, néanmoins, de telles pressions devaient se manifester, il faudrait prévoir soit des réducteurs de pression sur le réseau (brise charge) soit une distribution étagée.

Ainsi, le réseau doit être calculé pour fournir les pressions suivantes au sol, selon la hauteur des immeubles (en mètres d'eau):

12 à 15 m pour un étage	29 à 32 m pour 5 étages
16 à 19 m pour 2 étages	33 à 36 m pour 6 étages
20 à 23 m pour 3 étages	37 à 40 m pour 7 étages
24 à 27 m pour 4 étages	

Pour les immeubles plus élevés, leurs propriétaires se trouvent dans l'obligation d'installer, dans les sous sols, des groupes surpresseurs.

Les canalisations équipées de bouches d'incendie devront pouvoir fournir, en cas d'incendie, une pression minimale au sol de 10 m, en tout point du réseau de distribution.

4.9 Principes de calcul:

Un réseau de distribution est subdivisé en tronçons délimités par des nœuds (points particuliers: réservoir, croisement de conduites, prélèvements importants, changement de diamètre, extrémité du réseau, vanne,...).

4.9.1 Débit en route:

Dans une conduite d'adduction, le débit d'eau est constant. Dans les canalisations de distribution la situation est tout à fait différente. En effet, les conduites de distribution sont destinées à distribuer l'eau aux abonnés. Chaque tronçon de distribution, matérialisé par

deux nœuds, est alors caractérisé par deux débits: un débit d'extrémité (qui doit, tout simplement, transiter par le tronçon, appelé débit de transit et noté Q_t) et un débit consommé par les branchements raccordés sur ce tronçon (appelé débit en route et noté Q_r). Le débit en route est un débit qui entre à l'amont du tronçon et ne sort pas à l'aval puisque, par définition, il est consommé par les abonnés tout le long du tronçon.

Ce débit en route, supposé uniformément réparti sur toute la longueur du tronçon peut être calculé par la méthode suivante :

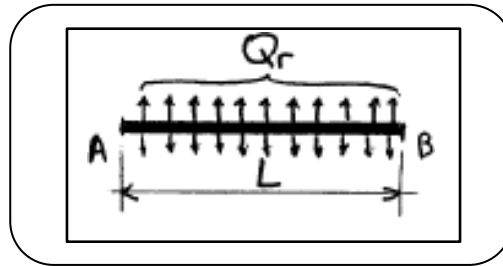


Figure 39 : Répartition uniforme du débit en route sur la longueur du tronçon

Il peut être proportionnel à la longueur du tronçon en utilisant le débit spécifique q_{sp}

$$Q_r(AB) = q_{sp} \times L_{AB}$$

Où : Le débit spécifique est donné par :

$$q_{sp} = Q_{tot} / L_{tot}$$

L_{tot} : Est la longueur totale du réseau de distribution.

Q_{tot} : le débit de pointe total consommé par l'agglomération.

4.9.2 Débit de calcul

Le long d'un tronçon de distribution le débit étant variable, donc le débit de calcul sera donné par les formules suivantes :

- Pour le réseau ramifié par

$$Q_c = Q_t + 0.55Q_r$$

- pour le réseau maillé par :

$$Q_c = Q_t + 0.50Q_r$$

4.10 Calcul des réseaux ramifiés:

Pour un réseau de distribution, on connaît donc les débits de pointe de la consommation (par analyse des besoins en eau). On doit choisir le tracé du réseau et la

localisation des nœuds de calcul, en se limitant à des longueurs inférieures à 1000 mètres. On en déduit alors les longueurs des tronçons et les côtes des nœuds au sol.

Le calcul des réseaux ramifiés se fait en partant de l'extrémité aval du réseau et en remontant de proche en proche jusqu'au réservoir. Les étapes de calcul sont les suivantes:

1. Calcul de Q_r , de Q_t et ensuite Q_c ;
2. Choix du diamètre D qui permet d'écouler le débit Q_c avec une vitesse voisine de 0,90 m/s (ou entre 0,50 et 1,50m/s). Le diamètre minimum étant 0,80 m.
3. Calcul de la perte de charge avec Q_c , en utilisant les abaques.
4. Calcul de la charge hydraulique en chaque nœud et en déduire la pression au sol.

4.10.1 calcul d'un réseau ramifié

Calculer le réseau ramifié d'une ville de 889habitants, pour une consommation moyenne journalière 125 l/hab.j. On suppose le schéma de distribution suivant, on prévoit un facteur de pointe $K_P = 2.54$.

Tableau 18 : Débits pour tronçon

Nœud	Tronçon	nombre d'habitation	Consommation	Consommation en pointe
N1	R-1	0	0	0
	1-2	14	=0.0196	0.050
	1-10	49	0.0686	0.174
N2	2-1	14	0.0196	0.050
	2-3	21	0.0294	0.075
	2-8	77	0.1078	0.274
N3	3-2	21	0.0294	0.075
	3-4	7	0.0098	0.025
	3-7	42	0.0588	0.149
N4	4-3	7	0.0098	0.025
	4-5	56	0.0784	0.199
	4-6	77	0.1078	0.274
N5	10-1	63	0.0882	0.224
	10-11	21	0.0294	0.075
	10-9	70	0.098	0.249
N6	11-10	21	0.0294	0.075
	11-13	14	0.0196	0.050
	11-12	35	0.049	0.124
N7	13-11	14	0.0196	0.050
	13-14	28	0.0392	0.099
	13-12	35	0.049	0.124
N8	14-13	28	0.0392	0.099
	14-15	7	0.0098	0.025
	14-22	28	0.0392	0.099
N9	15-14	7	0.0098	0.025

	15-16	14	0.0196	0.050
	15-23	21	0.0294	0.075
N10	16-15	14	0.0196	0.050
	16-17	0	0	0
	16-24	21	0.0294	0.075
N11	17-16	0	0	0
	17-18	14	0.0196	0.050
	17-25	21	0.0294	0.075
N12	18-17	14	0.0196	0.050
	18-19	7	0.0098	0.025
	18-26	21	0.0294	0.075
N13	19-18	14	0.0196	0.050
	19-20	14	0.0196	0.050
	19-27	35	0.049	0.124
N14	20-19	14	0.0196	0.050
	20-21	0	0	0
	20-28	14	0.0196	0.050
		$\Sigma=889$	$\Sigma=$	$\Sigma=$

- ❖ Calcul des débits de tronçon à partir du débit d'amont Déterminons dans ce réseau, le sens d'écoulement de l'eau et procédons à la répartition selon les différents tronçons, pour cela partant de l'extrémité aval du réseau et remontons de proche en proche jusqu'au réservoir

Tableau 19 : Distribution des débits

nœud	Tronçon	Débits en route Q	Débits en aval P	Débits dans le tronçon	Débits par P+0.55Q
N14	20-28	0.050	—	0.050	0.0303
	20-21	0	—	0	0
	20-19	0.050	0.050	0.10	0.0303
N13	19-27	0.124	—	0.124	0.0682
	19-20	0.050	0.224	0.274	0.252
	19-18	0.050	0.274	0.324	0.302
N12	18-26	0.075	—	0.075	0.0413
	18-19	0.025	0.399	0.424	0.413
	18-17	0.050	0.424	0.474	0.452
N11	17-25	0.075	—	0.075	0.0413
	17-18	0.050	0.549	0.599	0.577
	17-16	0	0.599	0.599	0.599
N10	16-24	0.075	—	0.075	0.0413
	16-17	0	0.674	0.674	0.674
	16-15	0.050	0.674	0.724	0.702
N9	15-23	0.075	—	0.075	0.0413
	15-16	0.050	0.799	0.849	0.827
	15-14	0.025	0.849	0.874	0.863
N8	14-22	0.099	—	0.099	0.0545
	14-15	0.025	0.973	0.998	0.987

	14-13	0.099	0.998	1.097	1.052
N7	13-12	0.124	—	0.124	0.0682
	13-14	0.099	1.221	1.32	1.275
	13-11	0.050	1.32	1.37	1.348
N6	11-12	0.124	—	0.124	0.0682
	11-13	0.050	1.494	1.544	1.522
	11-10	0.075	1.544	1.619	1.585
N5	10-9	0.249	—	0.249	0.137
	10-11	0.075	1.868	1.943	1.909
	10-1	0.224	1.943	2.167	2.066
N4	4-6	0.274	—	0.274	0.151
	4-5	0.199	—	0.199	0.109
	4-3	0.025	2.64	2.665	2.654
N3	3-7	0.149	—	0.149	0.0820
	3-4	0.025	2.814	2.839	2.828
	3-2	0.075	2.839	2.914	2.881
N2	2-8	0.274	—	0.274	0.151
	2-3	0.075	3.188	3.263	3.229
	2-1	0.050	3.263	3.313	3.291
N1	1-10	0.174	3.313	3.487	3.409
	1-2	0.050	3.487	3.537	3.515
	R-1	—	3.537	3.537	3.537

Pour un diamètre donné D, on vérifie à l'aide des tables de col brook ($K=10^{-4}m$) qu'avec le débit exigé dans chaque tronçon, la vitesse obtenue est acceptable et que la perte de charge totale donne une pression au sol acceptable pour une cote du radier du réservoir connue.

Si la pression au sol est insuffisante, il faut recommencer les calculs en prenant un diamètre plus grand afin de diminuer les pertes de charge.

Tableau 20 : calcul des conduites

Neoud	tronçon	longueur	Diamètre(m)	Débit (l/s)	J (m/m)	I(m)	V (m/s)	H piezo amont	H piezo aval	Cote au sol	Pression au sol
N1	R-1	107	0.08	3.537	0.009450	1.01115	0.75	220	219	198.03	20.97
	1-2	40	0.08	3.537	0.009450	0,378	0.75	219	218.611	197.78	20.831
	1-10	163	0.08	3.487	0.008353	1,361539	0.70	219	217.638	200.46	17.178
N2	2-1	40	0.08	3.313	0.00853	0,3412	0.70	218.611	218.270	197.78	20.49
	2-3	64	0.08	3.263	0.007280	0,46592	0.65	218.270	217.804	197.78	20.024
	2-8	141	0.08	0.274	0.000256	0,036096	0.10	218.270	218.234	197.90	20.334
N3	3-2	64	0.08	2.914	0.006274	0,401536	0.60	217.804	217.402	197.78	19.622
	3-4	25	0.08	2.839	0.006274	0,15685	0.60	217.402	217.246	197.71	19.536
	3-7	170	0.08	0.149	0	0	0.05	217.402	217.402	198.00	19.402
N4	4-3	25	0.08	2.665	0.005339	0,133475	0.55	217.246	217.112	197.71	19.402
	4-5	189	0.08	0.199	0	0	0.05	217.112	217.112	197.66	19.452
	4-6	152	0.08	0.274	0.000256	0,038912	0.10	217.112	217.073	197.89	19.183
N5	10-1	163	0.08	2.167	0.003702	0,603426	0.45	217.073	216.470	200.46	16.01
	10-11	67	0.08	1.943	0.001775	0,118925	0.30	216.470	216.351	200.47	15.881
	10-9	85	0.08	0.249	0	0	0.05	216.470	216.470	198.52	17.95
N6	11-10	67	0.06	1.619	0.008961	0,600387	0.60	216.351	215.750	200.47	15.28
	11-13	33	0.06	1.544	0.007633	0,251889	0.55	215.750	215.499	200.84	14.659
	11-12	85	0.06	0.124	0	0	0.05	215.750	215.750	198.60	17.15
N7	13-11	33	0.06	1.37	0.006412	0,211596	0.50	215.499	215.287	200.84	14.447
	13-14	113	0.06	1.32	0.006412	0,724556	0.50	215.287	214.562	200.67	13.892
	13-12	85	0.06	0.124	0	0	0.05	215.287	215.287	198.62	16.667
N8	14-13	113	0.06	1.097	0.004277	0,483301	0.40	214.562	214.079	200.67	13.409
	14-15	18	0.06	0.998	0.004277	0,076986	0.40	214.079	214.001	200.44	13.561

	14-22	161	0.06	0.099	0	0	0.05	214.079	214.079	198.14	15.939
N9	15-14	18	0.06	0.874	0.003364	0,060552	0.35	214.001	213.942	200.44	13.502
	15-16	39	0.06	0.849	0.002557	0,099723	0.30	213.942	213.842	200.25	13.592
	15-23	72	0.06	0.075	0	0	0.05	213.942	213.942	198.21	15.732
N10	16-15	39	0.06	0.724	0.002557	0,099723	0.30	213.842	213.742	200.25	13.492
	16-17	40	0.06	0.674	0.001856	0,07424	0.25	213.742	213.668	199.85	13.818
	16-24	72	0.05	0.075	0	0	0.05	213.742	213.742	198.06	15.682
N11	17-16	40	0.05	0.599	0.004281	0,17124	0.35	213.668	213.497	199.85	13.647
	17-18	40	0.05	0.599	0.004281	0,17124	0.35	213.497	213.325	199.46	13.865
	17-25	65	0.05	0.075	0	0	0.05	213.497	213.497	197.64	15.857
N12	18-17	40	0.05	0.474	0.002358	0,09432	0.25	213.325	213.231	199.46	13.771
	18-19	40	0.05	0.424	0.002358	0,09432	0.25	213.231	213.137	199.32	13.817
	18-26	53	0.05	0.075	0	0	0.05	213.231	213.231	198.17	15.061
N13	19-18	40	0.05	0.324	0.001590	0,0636	0.20	213.137	213.073	199.32	13.753
	19-20	32	0.05	0.274	0	0	0.15	213.073	213.073	199.28	13.793
	19-27	53	0.05	0.124	0	0	0.10	213.073	213.073	197.87	15.203
N14	20-19	32	0.05	0.10	0	0	0.10	213.073	213.073	199.28	13.793
	20-21	25	0.05	0	0	0	0	213.073	213.073	199.32	13.753
	20-28	40	0.05	0.050	0	0	0.05	213.073	213.073	197.62	15.453

Remarque :

Dans les tançons de couleur jeune, la vitesse obtenue est faible. ces tronçons doivent être isolés du réseau en utilisant des vannes .

Les usages seront alimentés par piquage directement sur la conduite principale.

4.10.2 Calcul d'un réseau ramifié

Pour un réseau maillé, après le calcul des débits aux nœuds (débits de pointe horaire) par la méthode de répartition nodale; il faut vérifier que la somme des débits aux nœuds est égale au débit de pointe horaire de l'agglomération.

Une des méthodes la plus utilisée dans le calcul des réseaux maillés est la méthode de **Hardy Cross**; par approximations successives.

4.10.3 Principes de calcul

4.10.3.1 La méthode de Hardy Cross:

Cette méthode repose sur les deux lois suivantes:

1^{ère} loi

En un nœud quelconque du réseau, la somme des débits qui arrivent à ce nœud est égale à la somme des débits qui en sortent:

$$\sum Q_e = \sum Q_s$$

Ainsi pour le nœud A par

Exemple :

$$Q_A = q_1 + q_6$$

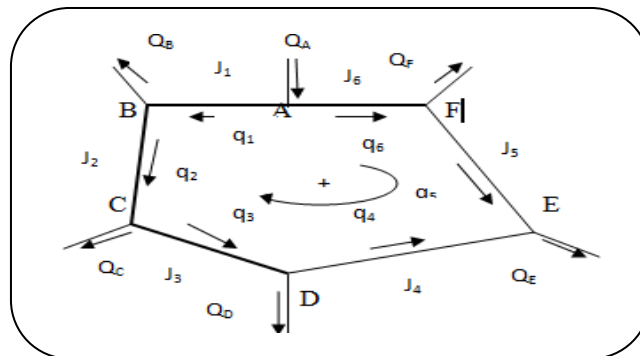


Figure 40 : Représentation d'une maille

2^{ème} loi

Le long d'un parcours orienté et fermé (une maille), la somme algébrique des pertes de charge est nulle.

$$\sum j = 0$$

Ainsi pour le contour ABCDEF, où l'orientation positive est donnée par le sens des aiguilles d'une montre et pour le sens d'écoulement indiqué par les flèches.

$$j_6 + j_5 - j_4 - j_3 - j_2 - j_1 = 0$$

La méthode de Hardy Cross consiste, tout d'abord, à se fixer une répartition provisoire des débits ainsi qu'un sens d'écoulement dans tout le réseau, tout en respectant la première loi. Cette première répartition permet de choisir les diamètres, tout au moins provisoires, des canalisations (avec des vitesses entre 0,50 et 1,50 m/s) et de calculer les pertes de charge correspondantes.

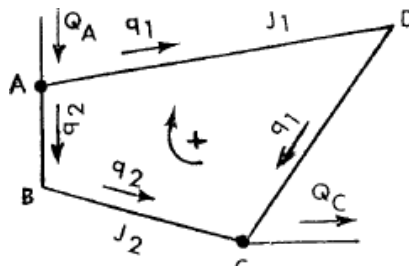
Ordinairement, la somme algébrique des pertes de charge ne peut pas être nulle, dans toutes les mailles, dès le premier coup. Sans changer les diamètres choisis et sans perturber la première loi, on doit modifier la répartition initiale supposée des débits dans les tronçons afin de rectifier les pertes de charge et vérifier la deuxième loi.

Nous allons voir comment on trouve la rectification de débit à apporter à la première répartition.

1^{er} Correction

$$\Delta Q_1 = -\frac{\sum I}{2\sum \frac{I}{Q}}$$

Rappelons que les débits positifs, par rapport à l'orientation choisie, seront corrigés par Δq , affecté de son signe, alors que les débits négatifs seront corrigés par Δq multiplié par -1



Si, pour les nouveaux débits, la deuxième loi n'est toujours pas vérifiée, il faudra de nouveau corriger les débits. Ainsi, on se rapprochera de zéro pour la somme algébrique des pertes de charge du contour.

Dans le cas de deux mailles adjacentes, la conduite commune sera affectée par les deux corrections des débits calculées pour les deux mailles, affectées de leurs signes respectifs.

Prenons l'exemple de la conduite EF (voir figure ci-contre) dans laquelle le débit initial est q .

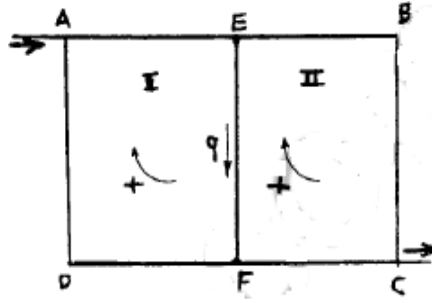


Figure 41 : Mailles adjacentes

D'où, la correction finale du débit q de EF est:

Puisque dans la maille I le débit q est positif, la correction est alors $+\Delta q_I$. Dans la maille II, le débit q est négatif et la correction est $-\Delta q_{II}$.

$$\Delta q = \Delta q_I + (-\Delta q_{II})$$

4.10.3.2 Exemple de calcul d'un réseau maille :

Maille	Tronçons	Diamètres (m)	Longueur (m)	1 ère correction					
				Q (l/s)	V	J (m/m)	I=j*1	I/Q	ΔQ_1
I	1-2	0,125	139,19	16,756	1,4	0,017231	2,39838289	0,14313577	-3,8738841
	1-3	0,125	163,7	-12	1	-0,009166	-1,5004742	0,12503952	-3,8738841
	2-5	0,125	165,91	14,756	1,25	0,013921	2,30963311	0,15652163	-3,8738841
	3-4	0,08	87,26	6,756	1,35	0,028181	2,45907406	0,36398373	-5,61738695
	4-5	0,125	51,93	12,756	1,05	0,010047	0,52174071	0,010047	-3,8738841
							$\Sigma 6.18835657$	$\Sigma 0.79872764$	
II	3-4	0,08	87,26	-6,756	1,35	-0,028181	-2,45907406	0,36398373	5,61738695
	3-6	0,08	102,72	-6,756	1,35	-0,028181	-2,89475232	0,42847133	1,74350285
	8-4	0,08	121,99	6	1,20	0,022635	2,76124365	0,46020728	1,74350285
	8-7	0,08	72,04	-3,756	0,75	-0,00945	-0,680778	0,1812508	1,12858059
	7-6	0,08	126,63	-6,756	1,35	-0,028181	-3,56856003	0,52820604	1,74350285
							$\Sigma -6,84192076$	1,96211918	
III	8-7	0,08	72,04	3,756	0,75	0,00945	0,680778	0,1812508	-2.41824726
	7-9	0,08	206,29	-3	0,60	-0,006274	-1,29426346	0,43142115	-0.67474441
	10-8	0,08	211,59	3,756	0,75	0,00945	1.9995255	0,53235503	-0.67474441
	10-9	0,08	46,11	3	0,60	0,006274	0,28929414	0,09643138	-0.67474441
							$\Sigma 1.67533418$	1.24145836	

Maille	Tronçons	Diamètres (m)	Longueur (m)	2 ème correction					
				Q (l/s)	V	J (m/m)	I=j*I	I/Q	ΔQ_2
I	1-2	0,125	139,19	12,8821159	1,05	0,010047	1,39844193	0,10855685	-0,57632068
	1-3	0,125	163,7	-15,8738841	1,30	-0,014988	-2,4535356	0,15456429	-0,57632068
	2-5	0,125	165,91	10,8821159	0,9	0,007531	1,24946821	0,1148185	-0,57632068
	3-4	0,08	87,26	1,13861305	0,25	0,00128	0,1116928	0,09809549	-0,74406395
	4-5	0,125	51,93	8,8821159	0,75	0,005369	0,27881217	0,03139029	-0,57632068
							$\Sigma 0,58487951$	0,50742541	
II	3-4	0,08	87,26	-1,13861305	0,25	-0,00128	-0,1116928	0,09809549	-0,74406395
	3-6	0,08	102,72	-5,01249715	1,00	-0,016119	-1,65574368	0,33032312	-0,16774327
	8-4	0,08	121,99	7,74350285	1,60	0,038753	4,72747847	0,61050904	-0,16774327
	8-7	0,08	72,04	-2,62741941	0,55	-0,005339	-0,38462156	0,14638758	-4,97846557
	7-6	0,08	126,63	-5,01249715	1,00	-0,016119	-2,04114897	0,407212	-0,16774327
							$\Sigma 0,53427146$	1,59252721	
III	8-7	0,08	72,04	1.33775274	0,30	0.001775	0.127871	0.09558642	-1.59546144
	7-9	0,08	206,29	-3.67474441	0,75	-0.00945	-1.9494405	-0.5304969	-1.59546144
	10-8	0,08	211,59	3.08125559	0,65	0.00728	1.5403752	0.49991802	-1.59546144
	10-9	0,08	46,11	2.32525559	0,50	0.004467	0.20597337	-0.08858096	-1.59546144
							$\Sigma -0.07522093$	-0.02357341	

				3 ème correction					
Maille	Tronçons	Diamètres (m)	Longueur (m)	Q (l/s)	V	J (m/m)	I=j*1	I/Q	ΔQ_3
I	1-2	0,125	139,19	12,3057952	1,05	0,010047	1,39844193	0,11364092	-0,35730681
	1-3	0,125	163,7	-16,4502048	1,35	-0,016089	-2,6337693	0,16010556	-0,35730681
	2-5	0,125	165,91	10,3057952	0,85	0,006765	1,12238115	0,10890777	-0,35730681
	3-4	0,08	87,26	1,882677	0,40	0,002994	0,26125644	0,13876859	-0,3626167
	4-5	0,125	51,93	8,30579523	0,70	0,004726	0,24542118	0,02954819	-0,35730681
							$\Sigma 0,3937314$	0,55097103	
II	3-4	0,08	87,26	-1,882677	0,40	-0,002994	-0,26125644	0,13876859	-0,3626167
	3-6	0,08	102,72	-5,18024042	1,05	-0,017644	-1,81239168	0,34986633	-0,00530989
	8-4	0,08	121,99	7,57575958	1,55	0,036487	4,45104913	0,58753833	-0,00530989
	8-7	0,08	72,04	2,35104617	0,50	-0,004467	-0,32180268	-0,13687638	-3,11052395
	7-6	0,08	126,63	-4,84475387	1,00	-0,016119	-2,04114897	0,42131118	-0,00530989
							$\Sigma 0,01444936$	1,36060805	
III	8-7	0,08	72,04	-0,42545198	0,10	0,000256	0,01844224	-0,04334741	1,65643946
	7-9	0,08	206,29	-2,07928296	0,45	-0,003702	-0,76368558	0,36728314	1,66174934
	10-8	0,08	211,59	1,48579415	0,30	0,001775	0,37557225	-0,25277543	-1,66174934
	10-9	0,08	46,11	-0,72979415	0,15	0,00052	0,0239772	0,03285474	-1,66174934
							$\Sigma -0,34569389$	0,10401505	

Maille	Tronçons	Diamètres (m)	Longueur (m)	4 ème correction					
				Q (l/s)	V	J (m/m)	I=j*1	I/Q	ΔQ_4
I	1-2	0,125	139,19	11,9484884	1,00	0,009166	1,27581554	0,10677631	0,00430957
	1-3	0,125	163,7	-16,8075116	1,40	-0,017231	-2,8207147	0,16782465	0,00430957
	2-5	0,125	165,91	9,94848842	0,85	0,006765	1,12238115	0,11281926	0,00430957
	3-4	0,08	87,26	1,5200603	0,35	0,002336	0,20383936	0,13409952	-0,10063801
	4-5	0,125	51,93	7,94848842	0,65	0,00412	0,2139516	0,02691727	0,00430957
							$\Sigma -0,00472705$	0,54843702	
II	3-4	0,08	87,26	-1,5200603	0,35	-0,002336	-0,20383936	0,13409952	-0,10925715
	3-6	0,08	102,72	-5,18555031	1,05	-0,017644	-1,81239168	0,34950807	-0,10494758
	8-4	0,08	121,99	7,57044969	1,55	0,036478	4,44995122	0,5878054	-0,10494758
	8-7	0,08	72,04	-0,75947778	0,20	-0,000863	-0,06217052	0,08185956	-1,97372365
	7-6	0,08	126,63	-4,85006376	1,00	-0,016119	-2,04114897	0,42084992	-0,10494758
							$\Sigma 0,33040069$	1,57412248	
III	8-7	0,08	72,04	1.23098748	0,25	0.00128	0.0922112	0.07490832	0.32373693
	7-9	0,08	206,29	-3.74103231	0,75	-0.00945	-1.9494405	-0.52109694	-0.42868451
	10-8	0,08	211,59	3.14754349	0,65	0.00728	1.5403752	0.48938965	0.42868451
	10-9	0,08	46,11	2.39154349	0,50	0.004467	0.20597337	0.08612571	0.42868451
							$\Sigma -0.11088073$	0.12932673	

4.11 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution de la zone **Tililan** dont le réseau est de type **ramifié et maillé**, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds.

A decorative graphic on the right side of the page. It features three sets of concentric circles in shades of blue, arranged vertically. Thin black lines connect the top-left corners of these circle groups, forming a diagonal line that descends from the top-left towards the bottom-right. The circles are positioned in the top-right, middle-right, and bottom-right areas of the page.

Conclusion Générale

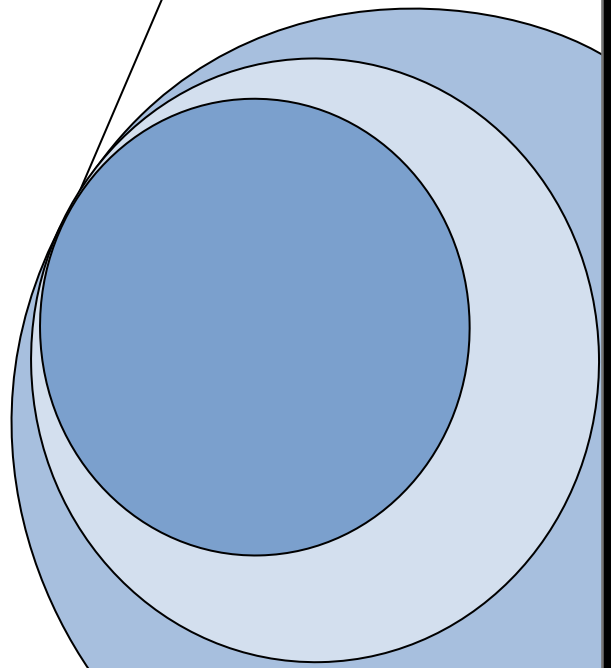
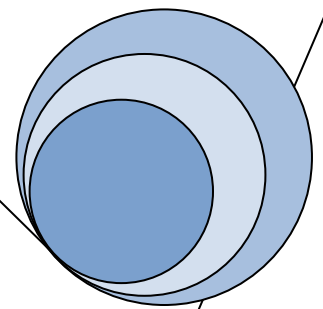
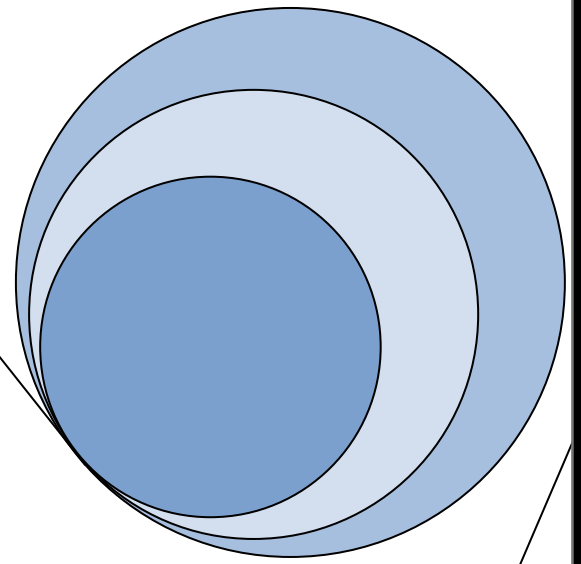
Conclusion Générale

Notre étude a inclus tous les points qui affectent le plan spécifique du réseau d'alimentation en eau potable (AEP).

Nous Soulignons qu'au cours de notre étude, une priorité particulière a été accordée du côté technique pour assurer une pression et un débit corrects suffisant pour les abonnés.

Bien que cette étude de volume ait été réalisée à l'horizon 2032, elle est entre nos mains pour mettre en pratique toutes Les connaissances que nous avons acquises dans les domaines Génie civil, pendant la période que nous avons étudié. J'espère que cette étude et cette recherche seront modestes. Les travaux seront bénéfiques aux autorités civiles ainsi qu'aux sociétés d'application de la loi. Cette étude sert de référence pour la réalisation de ce projet et l'en faire bénéficier la région.

Références
Bibliographiques



Référence bibliographique

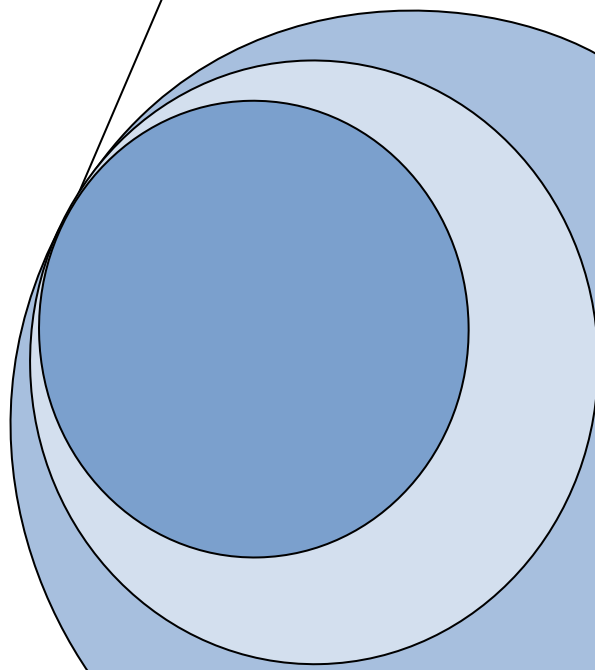
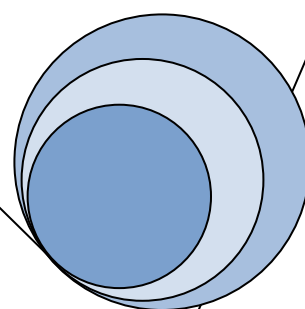
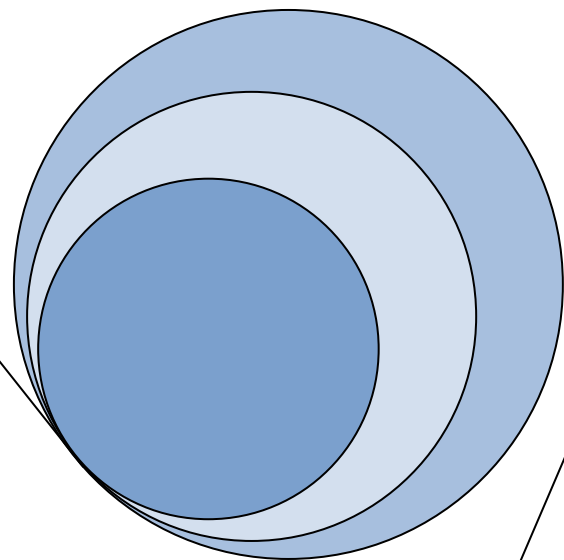
Référence bibliographiques

- [1] **André DUPONT** ; Hydraulique urbaine, Tome 2, Edition Eyrolles, 1979, 484 p.
- [2] **Abdelbaki C, Allal M. A. et Djelloul Smir S. M** ; Une démarche qualité pour la gestion des réseaux d'alimentation en eau potable ; cas du GUT (Algérie), 6ème conférence internationale des ressources en eau dans le bassin méditerranéen, Sousse, Tunisie, 10- 12 Oct. 2012.
- [3] **Mohamed BOULOUARD** ; Gestion et exploitation de réseau d'eau potable, Formation Maroc, 2014.
- [4] **François, G, (2000)** ; Distribution et collecte des eaux 2ed. Presses internationales Polytechnique
- [5] **Adour-Garonne, L. d. (2005)** ; Connaissance et maîtrise des pertes dans les réseaux d'eau potable.
- [6] **Cyril GOMELLA, Henri GUEREE** ; La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales, Edition Eyrolles, Paris, 1974, p 87-108.
- [7] **Les différents types de canalisations, consultées le site ;**
<http://www.wikip.fr/distribution/les-types-de-canalisation>, 06-2018.
- [8] **Tuyaux en amiante ciment, consulté le site ;**
<https://www.google.com/search?q=tuyaux+amiante+ciment>, 06-2018.
- [9] **Matériaux utilisés dans les réseaux d'AEP, consulter le site ;**
www.pipelife.fr/fr/media/pdf/STRPVC-Guide-AEP-Avril-2014.pdf, 02-2018
- [10] **Les tuyaux en PEHD, consulter le site ;**
<http://www.plastechplus.ca/nouvelles/les-differences-entre-le-pvc-et-le-pehd-69.aspx>, 05-2018.
- [11] **Bonnin, J. (1982)** ; Aide-mémoire Hydraulique urbaine. France: Édition Eyrolles.
- [12] **Kettab, A. (1992)** ; Traitement des eaux : les eaux potables. Office des publications universitaires.
- [13] **Messelmi, H. (2012)** ; Dimensionnement de système d'AEP de la ville de Dar-Chioukh de la Wilaya de Djelfa. Projet de fin d'étude. L'Ecole Nationale Supérieure d'hydraulique – Arbaoui Abdellah
- [14] **Hugues, G. (2008)** ; Adduction et distribution d'eau. Techniques de l'Ingénieur.
- [15] **Godart, H. (2000)** ; Adduction et distribution d'eau. Techniques de l'ingénieur, Réf : C5195.

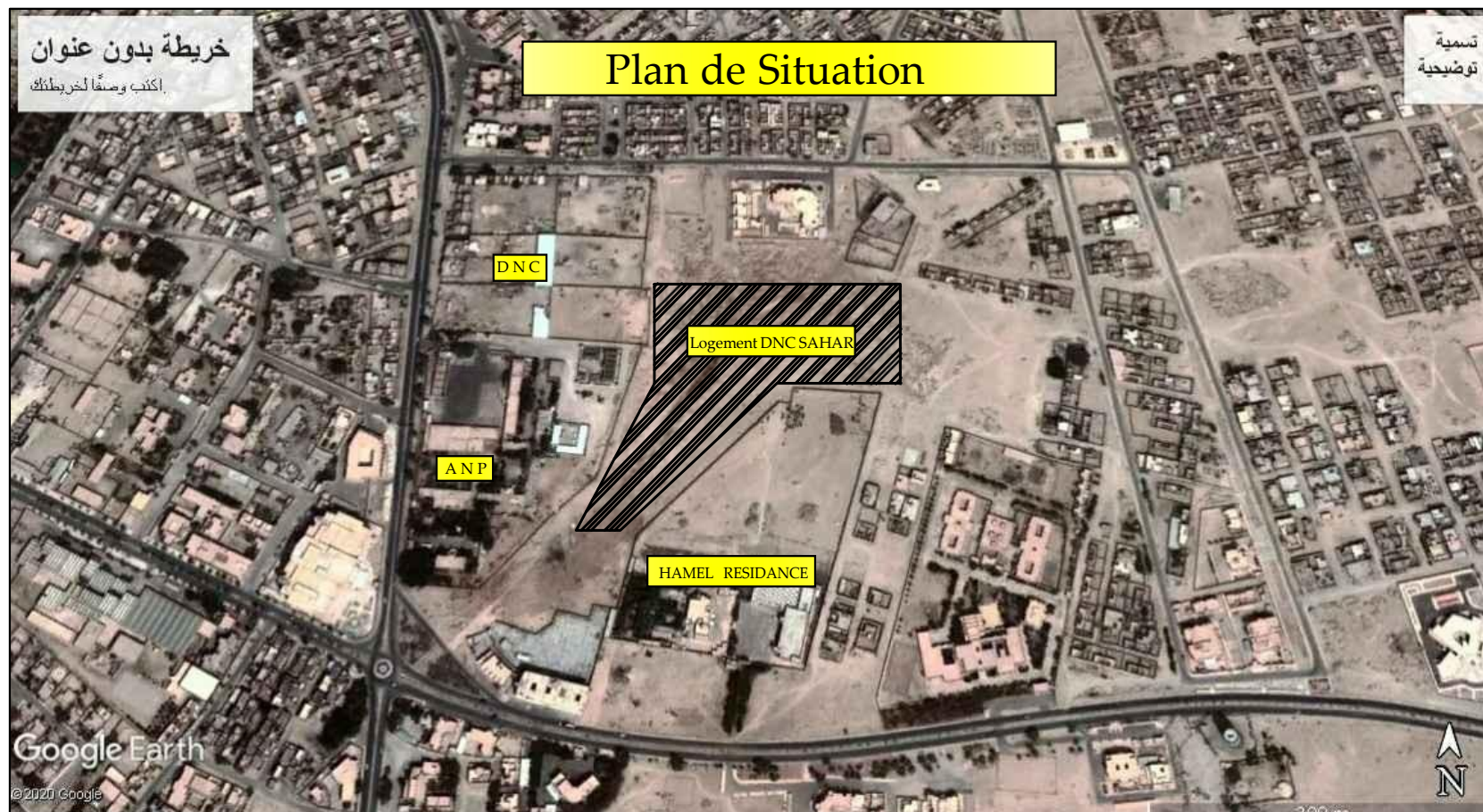
Référence bibliographique

- [16] **Valiron, F** ; (1994). Mémento du gestionnaire d'alimentation en eau et de l'assainissement. Tome I : eau dans la ville alimentation en eau. Lyonnaise des eaux. Edition Lavoisier.
- [17] **Igor blindu ,2004** ; outils d'aide au diagnostique du réseau d'eau potable pour la ville de CHISINOU par l'analyse spatiale et temporelle des dysfonctionnements hydrauliques.
- [18] **LAMANDI, S, 2002** (Générale des Eaux) et **ALBALADEJO H** (Agence de l'eau Seine Normandie) ; «sectorisation des réseaux eau potable » ; d'expérience, science et méthode, (TSM) n°6.
- [19] **DEMASSUE.J.L, 1996**; « Measuring water distribution system performance », Journal water supply, 1996, vol N°1, pp.35-43
- [20] **BELLILI, A. et HAMADOUCHE, N.** ; « Diagnostic et dimensionnement du réseau d'AEP de la rive droite de la commune de SIDI AICH ». Mémoire de fin d'études, Master. Université de Bejaia, Département Hydraulique, 2013.
- [21] **Données de Bureau d'Etudes HYDRRA** ; (Valeurs recommandées par l'Agence de l'Eau Rhône-Méditerranée-Corse).
- [22] **Boukli Hacene, C., & Rabah Fissa, A. (2015)**; Système d'information géographique : cours et travaux pratiques. Polycopié, 79p
- [23] **AOUYA Badreddine** ; MFE Etude de la surpression dans les tours de Ouled Yaich (w.Blida), ENSH, 2003
- [24] **Philippe Colbach** ; Conception des réservoirs de distribution d'eau, 2006
<http://storage.canalblog.com/86/73/32427/32353642.pdf>
- [25] **BENDAHMANE.I et OUBELGHA.N** ; Mémoire de fin d'étude, Université de Bejaia 2007.
- [26] **Kamel Ben Aboud, MFE** ; Alimentation en eau potable de la ville de Ain Beida, Oum El Bouaghi ,2010
- [27] **DLT** Blida direction locale des travaux Blida.
- [28] **ALIANE, A. et AMRIOUT, A.** ; Diagnostic et étude du réseau d'alimentation en eau de la commune de Tinebder, Wilaya de Bejaia. Mémoire de fin d'études, Université de Bejaia, juin 2016.

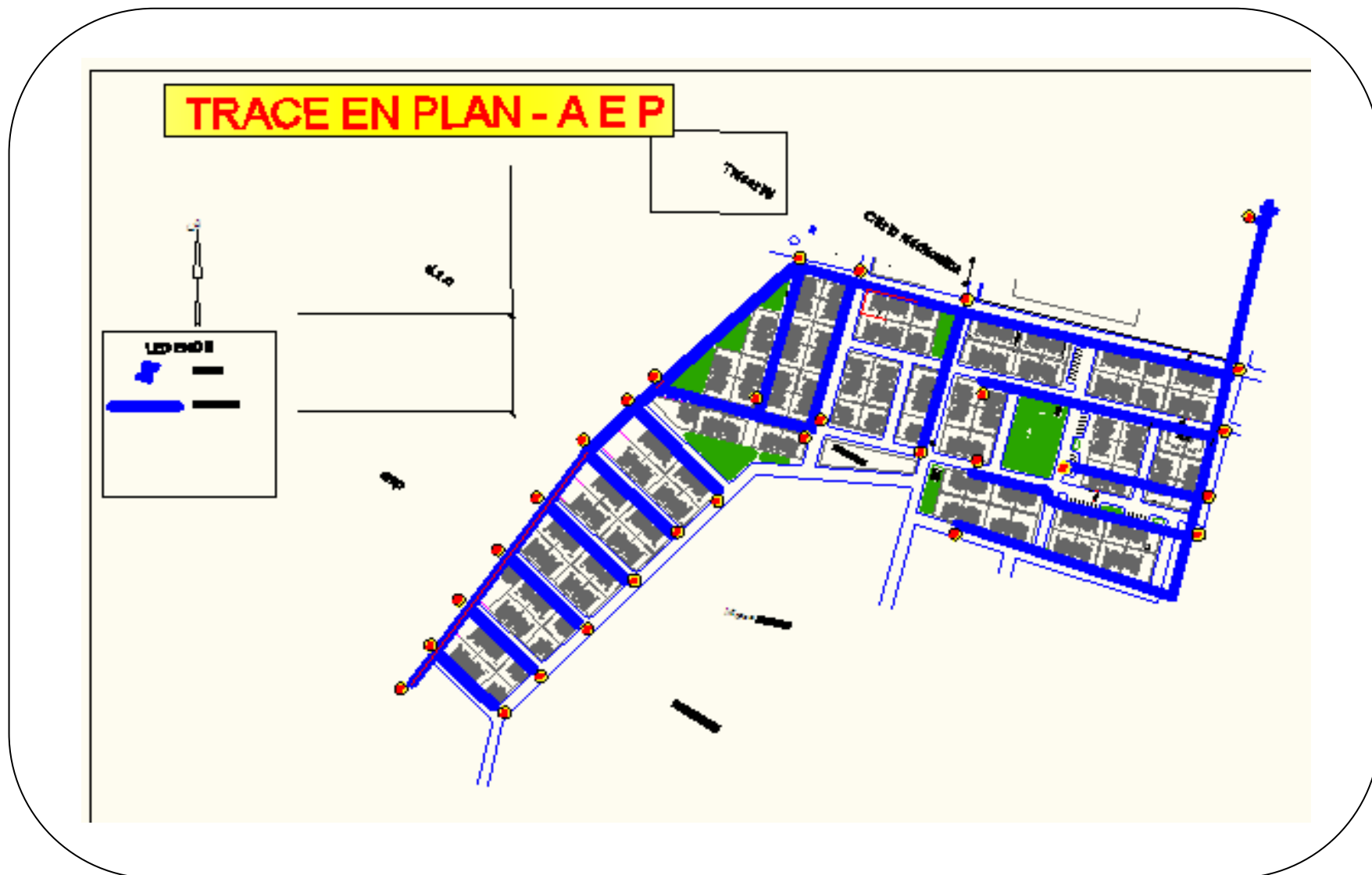
Annexes



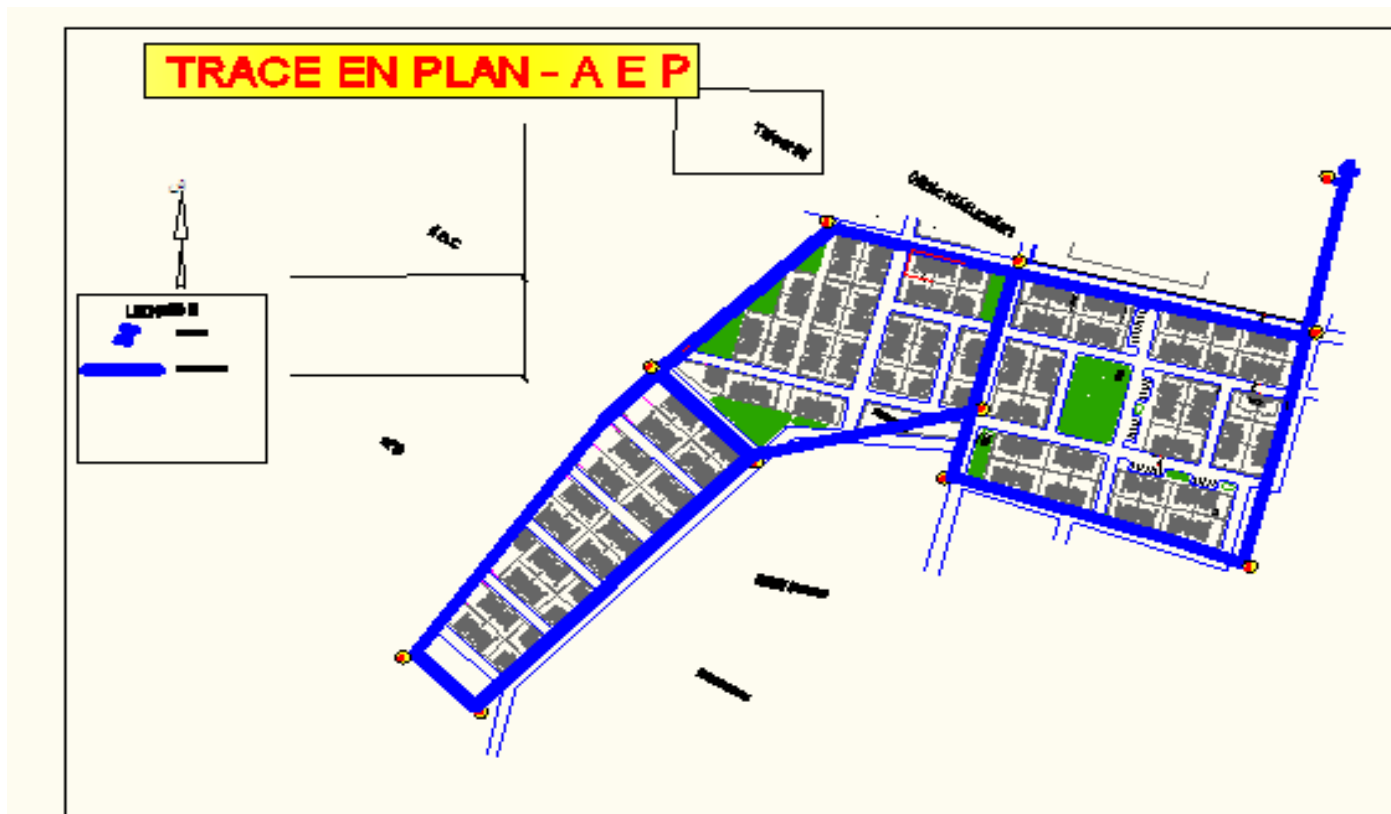
Annexe 1 : plan de Situation



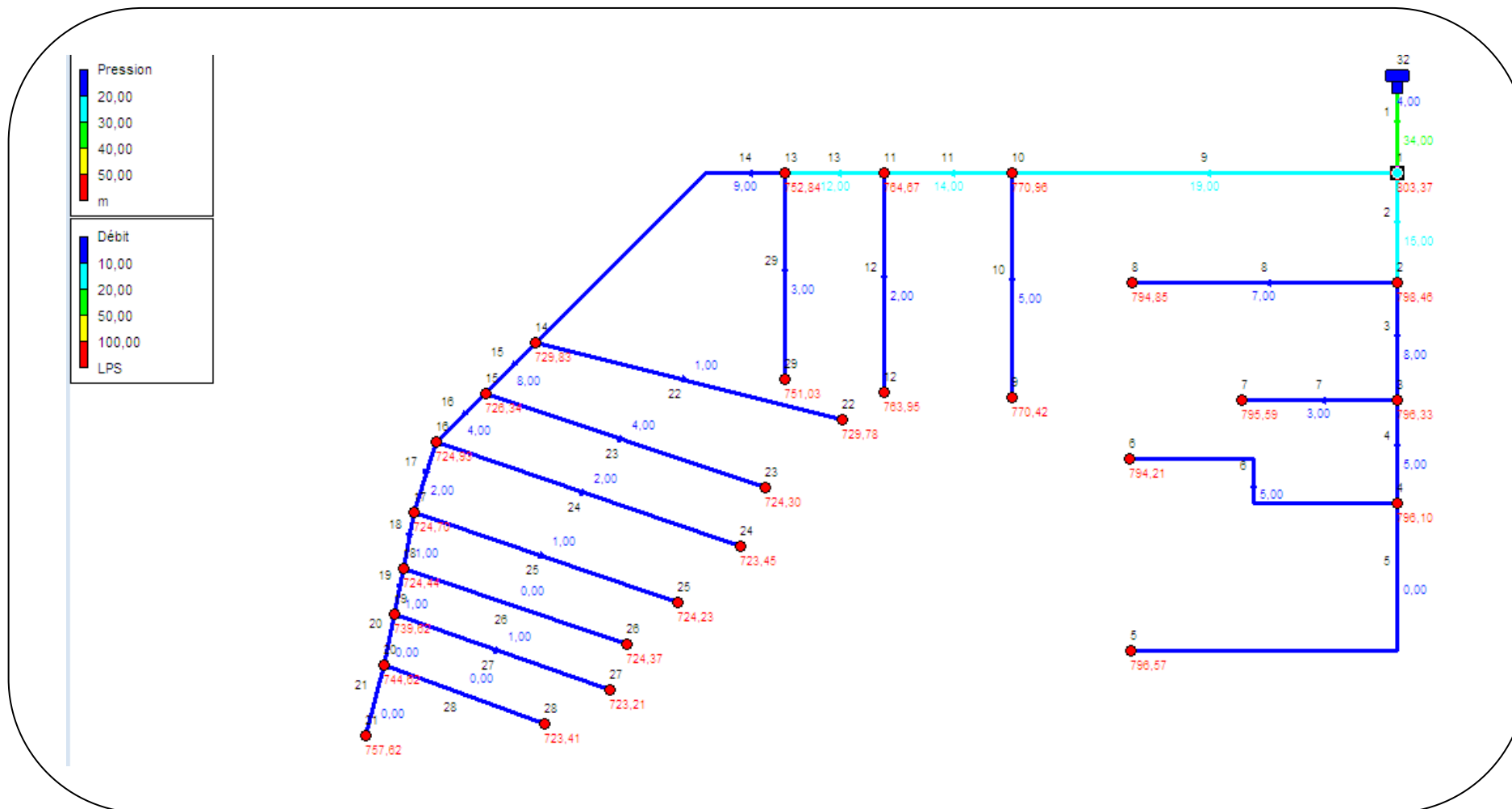
Annexe 2 : Réseau ramifié



Annexe 3 : Réseau maille



Annexe 4: Le réseau ramifié dans logiciel Epanat

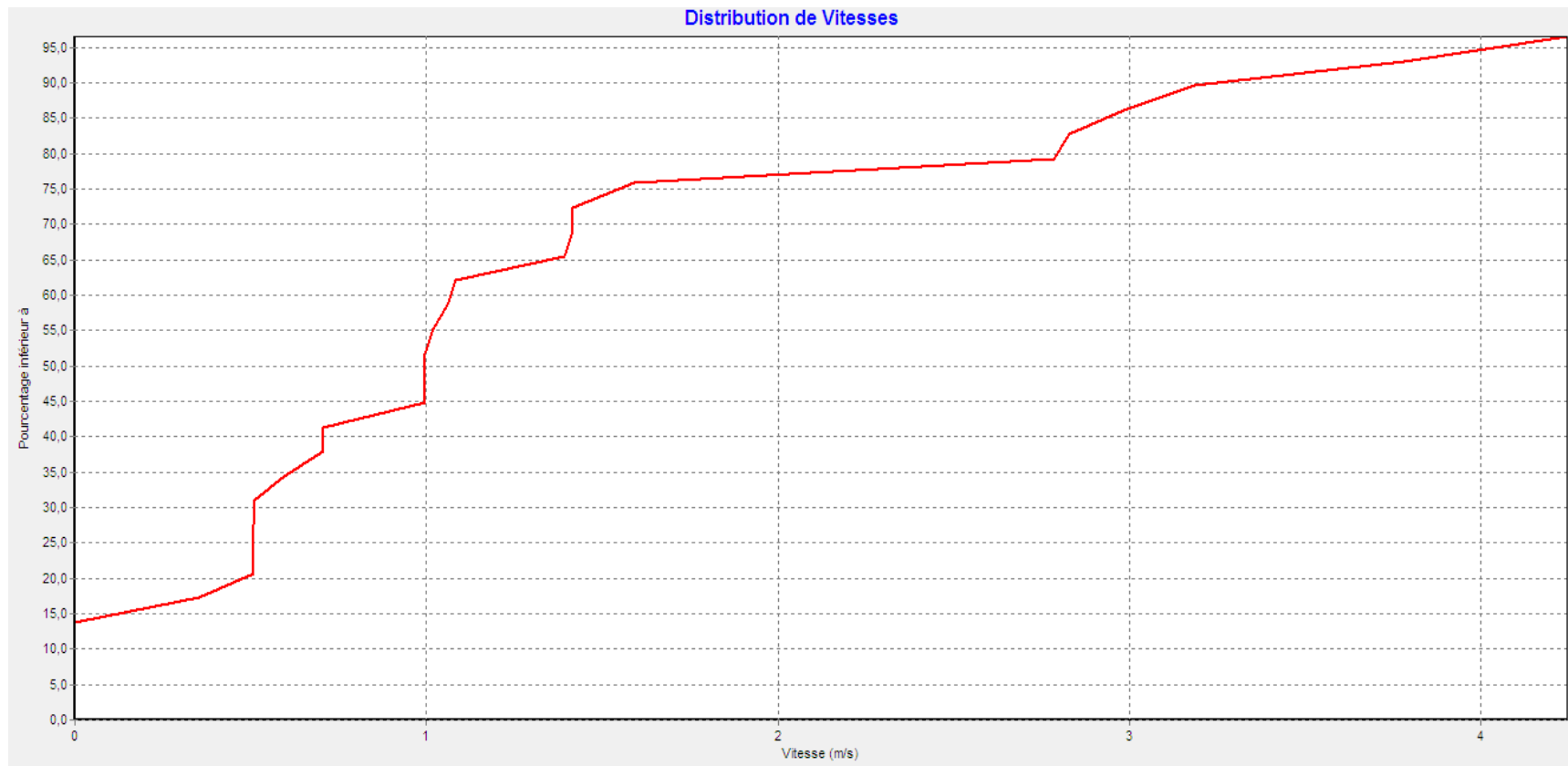


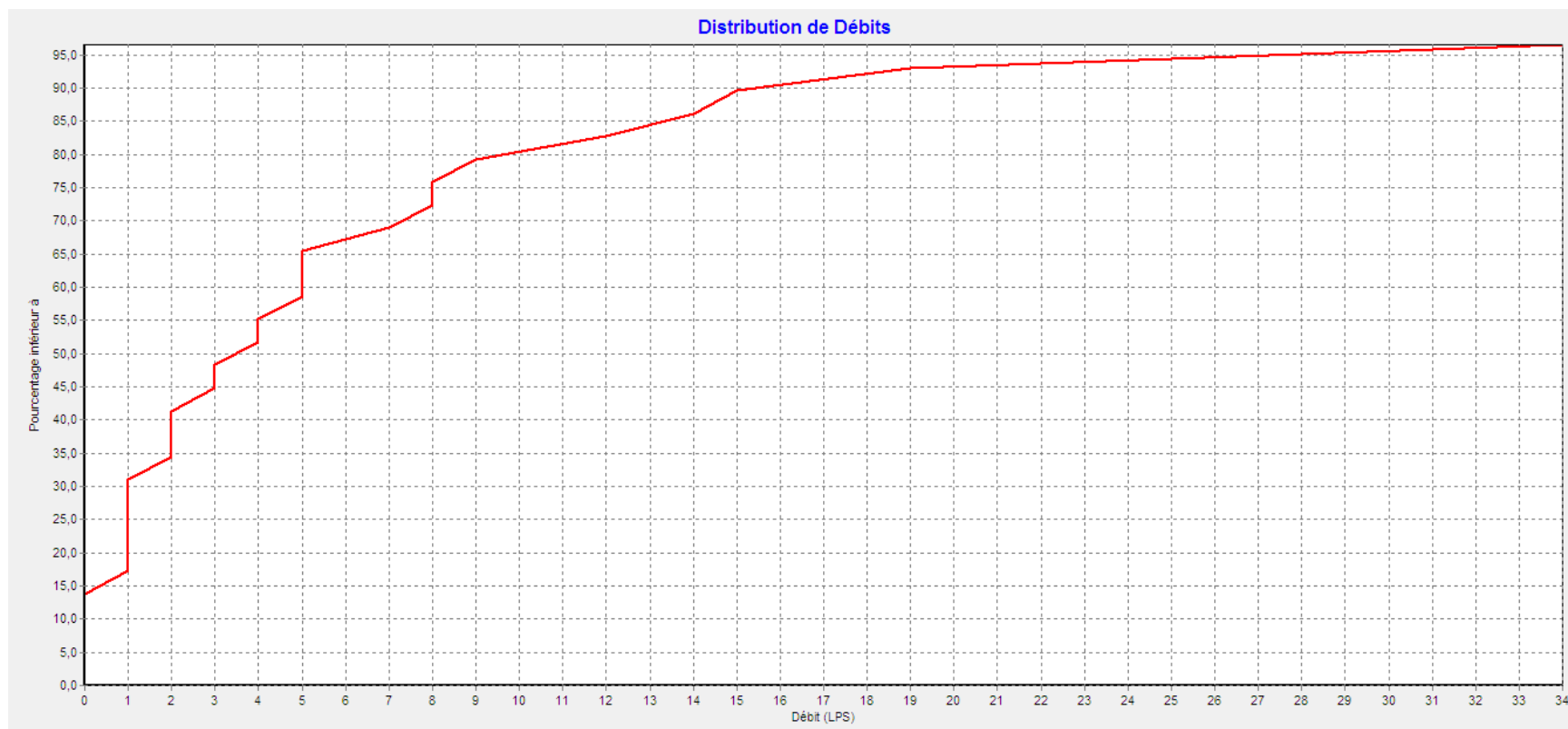
Annexe 5 : Les résultats de réseau ramifié en logiciel Epanat

ID Arc	Longueur m	Diamètre mm	Débit LPS	Vitesse m/s	Pert.Charge Unit. m/km	Facteur Friction	Vitesse Réact. mg/l/jour	Qualité	État
Tuyau 2	40	80	15,00	2,98	124,52	0,022	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 3	64	80	8,00	1,59	36,75	0,023	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 4	25	80	5,00	0,99	14,93	0,024	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 5	189	80	0,00	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 6	152	80	5,00	0,99	14,93	0,024	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 7	170	80	3,00	0,60	5,69	0,025	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 8	144	80	7,00	1,39	28,42	0,023	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 9	163	80	19,00	3,78	197,79	0,022	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 10	85	80	5,00	0,99	14,93	0,024	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 11	67	80	14,00	2,79	108,83	0,022	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 12	85	60	2,00	0,71	11,27	0,027	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 13	33	60	12,00	4,24	356,40	0,023	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 14	113	60	9,00	3,18	202,81	0,024	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 15	18	60	8,00	2,83	161,14	0,024	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 16	39	60	4,00	1,41	42,10	0,025	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 17	40	60	2,00	0,71	11,27	0,027	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 18	40	50	1,00	0,51	7,70	0,029	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 19	40	50	1,00	0,51	7,70	0,029	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 20	32	50	0,00	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 21	25	50	0,00	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 22	161	60	1,00	0,35	3,11	0,029	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 23	72	60	4,00	1,41	42,09	0,025	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 24	72	50	2,00	1,02	28,31	0,027	0,00	0,00	Ouvert

Annexe 6 : Les résultats de réseau ramifié en logiciel Epanat

Tuyau 25	65	50	1,00	0,51	7,70	0,029	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 26	53	50	0,00	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 27	53	50	1,00	0,51	7,70	0,029	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 28	40	50	0,00	0,00	0,00	0,000	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 29	85	60	3,00	1,06	24,27	0,025	0,00	0,00	Ouvert
Tuyau 1	100	200	34,00	1,08	5,62	0,019	0,00	0,00	Ouvert

Annexe 7: La courbe de distribution des vitesses

Annexe 8 : La courbe de distribution des Débits

Annexe 9 : La courbes de niveau - pressions