

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Hydraulique

Option : Hydraulique Urbain

Présenté par : HARRAT Ziyed

**Thème : Diagnostic des défauts de fonctionnement d'un
réseau d'alimentation en eau potable**

**Cas de la localité Mechtat Ain Zitouna, La ville de Houari Boumedienne
W. de Guelma**

Sous la direction de : M^{me} Bouregbi Née Lekouaghet Nassima

Septembre 2020

Remerciements :

Au terme de ce travail, mes vifs remerciements et ma profonde gratitude s'adresse à notre Dieu, le grand créateur qui m'a donné de la patience, du courage et de la volonté afin d'atteindre ce travail.

Mes plus vifs remerciements vont à **Mme Bouregbi Nassima** pour avoir accepté d'encadrer ce sujet, ainsi pour son orientation, ses judicieux conseils et sa disponibilité tout au long de l'évaluation de mon projet.

Mes remerciements les plus profonds à :

Le responsable de bureau d'étude **Mr Bouregbi Housseem**.

Je tiens également à remercier le président ainsi que les membres de jury qui nous ont honorés pour examiner notre travail

Je remercie aussi les membres du département d'hydraulique, et mes sentiments de profonde gratitude vont à mes professeurs qui tout au long des années d'études m'ont transmis leur savoir sans réserve.

Dédicace :

Je dédie ce travail à : Ma très chère mère qui m'a toujours apportée son amour et son affection Mon cher père, qui m'a toujours encouragé, conseillé et Soutenu dans mon travail.

A mes frères Haithem et Chiheb, mes sœurs Zina et Radoua.

A tous mes collègues.

Et toute ma famille.

Sans oublier mes chers amis.

Je vous aime tous.

Résumé :

Ce travail consiste à diagnostiquer les défauts du réseau d'alimentation en eau potable de la zone Mechtat Ain Zitouna de la commune de Houari Boumedienne de la wilaya de Guelma sur la base des données sur les ressources en eau et des besoins globaux de la population à desservir.

Une simulation avec Epanet nécessite des données structurelles et descriptives du réseau ainsi que des données de consommation, Les données structurelles correspondent à la structure physique du réseau, et sont subdivisées en Arcs, Nœuds et Réservoirs.

Cet outil permet d'assister les gestionnaires dans la prise de décision pour remédier aux défaillances éventuellement décelées et de garantir en conséquence, un fonctionnement du réseau optimal. Le réseau d'alimentation en eau potable de la localité de Mechtat Ain Zitouna a été choisi pour illustrer cette approche.

ملخص:

يتمثل هذا العمل في تشخيص أعطال شبكة مياه الشرب بمنطقة مشنتة عين الزيتونة التابعة لبلدية هواري بومدين بولاية قالمة على أساس بيانات الموارد المائية والاحتياجات الإجمالية للسكان الذين يتعين خدمتهم.

تتطلب المحاكاة باستخدام Epanet بيانات هيكلية وصفية للشبكة وبيانات الاستهلاك .

هذه الأنظمة تساعد المسيرين في اتخاذ القرارات وضمان عمل الشبكة بصورة نموذجية وبالتالي تم اختيار شبكة مياه الشرب لمنطقة مشنتة عين الزيتونة لتوضيح هذا النهج.

Abstract :

This work consists in diagnosing the faults of the drinking water supply network of the Mechtat Ain Zitouna zone of the municipality of Houari Boumedienne of the wilaya of Guelma on the basis of data on water resources and the overall needs of the population in serve.

A simulation with Epanet requires structural data, descriptive of the network and consumption data, Structural data corresponds to the physical structure of the network, and is subdivided into in Arcs, Nodes and Tanks.

This tool helps managers in decision-making to remedy any failures that may be detected and therefore guarantee optimal network operation. The drinking water supply network in the town of Mechtat Ain Zitouna was chosen to illustrate this approach.

Sommaire :

Introduction général :	2
Chapitre I : Généralité sur l’Alimentation en Eau Potable (A.E.P)	4
1.1. Introduction :.....	4
1.2. Cycle du transport d’eau :.....	4
1.2.1. Captage des eaux :.....	5
1.2.2. Station de traitement :.....	8
1.2.3. L’adduction :.....	10
1.2.4. Réservoir de stockage :.....	12
1.2.5. Réseau de distribution :.....	13
1.3. Structure d’un réseau d’AEP :.....	14
1.4. Classification du réseau d’AEP :.....	18
1.5. Paramètres de fonctionnement d’un réseau d’AEP :.....	22
1.5.1. Diamètre Des conduites :.....	22
1.5.2. Limite de vitesse :.....	22
1.5.3. Pressions :.....	22
1.6. Calcul hydraulique :.....	22
1.6.1. Calcul du diamètre :.....	22
1.6.2. Calcul des pertes de charge totales :.....	23
1.7. Conclusion :.....	26
Chapitre II : Diagnostique des Réseaux de Distribution d’Eau Potable :	28
2.1. Introduction :.....	28
2.2. Sectorisation :.....	28
2.2.1. Définition et caractérisation des secteurs :.....	28
2.2.2. Points de mesure des débits, niveaux et pressions :.....	29
2.2.3. Campagnes de mesure :.....	30
2.3. Emplacement des réservoirs :.....	31
2.3.1. Emplacement géographique:.....	31
2.3.2. Altitude des réservoirs :.....	32
2.4. Détermination de la pression nominale des conduites :.....	33
2.5. Choix du diamètre :.....	35
2.6. Choix du matériau des conduites :.....	35
2.6.1. Les tube en polyéthylène PEHD :.....	36
2.6.2. Les tuyaux fonte :.....	37

2.6.3. Les tuyaux en PVC :	39
2.7. Les fuites :	39
2.7.1. La recherche des fuites :	40
2.7.2. La Localisation des fuites :	41
2.7.3. L'observation directe.....	41
2.7.4. Observation chez le particulier	41
2.8. Gestion des réseaux :	42
2.8.1. Rôle de la gestion des réseaux :	43
2.9. Gestion informatisée des réseaux :	43
2.10. Indices de performance des réseaux d'AEP :	43
2.10.1. Rendement primaire :	43
2.10.2. Rendement production :	44
2.10.3. Indice linéaire des pertes :	44
2.10.4. Indice linéaire de réparation :	44
2.11. Conclusion :	45
Chapitre III : Présentation De la Zone d'Etude.....	47
3.1. Introduction :	47
3.2. Situation géographique :	47
3. 3. Caractéristiques de la zone d'étude :	48
3.3.1. Cadre topographique :	48
3.3.2 Cadre climatique :	48
3.3.3. Cadre démographique	49
3.4. Estimation des besoins en eau potable :	49
3.4.1. Les besoins domestiques :	49
3.4.2. Les besoins scolaires :	50
3.4.3. Besoins socioculturels :	50
3.4.4. Estimation des pertes :	50
3.5. Etude des variations des débits :	51
3.5.1. Variation de la consommation maximale journalière :	51
3.5.2. Variation de la consommation horaire :	52
3.6. Détermination des débits de dimensionnement :	52
3.6.1. Débits spécifiques :	52
3.6.2. Débits routes :	53
3.6.3. Débits aux nœuds.....	53

3.6.4. Les conduites :.....	54
Chapitre IV : Présentation Des Logiciels Et Evaluation :.....	57
4.1. Introduction :.....	57
4.2. Présentation du logiciel AutoCAD :.....	57
4.2.1 Les étapes d'utilisation d'AutoCAD :	57
4.3. Présentation d'Epanet :.....	64
3.3.1. Historique :.....	64
4.3.2. Potentialités du logiciel :.....	64
4.3.3. Principes hydrauliques régissant les calculs du logiciel :	66
4.3.4. Spécificités du logiciel :.....	68
4.3.5. Les étapes de l'utilisation d'Epanet :.....	68
4.3.6. Sélection des options de simulation :.....	69
4.4. Affichage du réseau sur EPANET :.....	71
4.4.1. Résultat de la simulation :.....	71
4.4.2 Courbe de distribution :	76
4.4.3 Analyse :	77
4.4.4 Constat :	77
4.4.5 Solution :.....	77
4.5 Conclusion :.....	77
Chapitre V : Elaboration des données et simulation.....	79
5.1. Estimation de la population future :.....	79
5.1.1. Consommation moyenne journalière :.....	79
5.1.3. Besoins socioculturels :.....	80
5.1.4. Estimation des pertes :	80
5.1.5. Variation de la consommation maximale journalière :.....	80
5.1.6. Variation de la consommation horaire :.....	80
5.2. L'adduction :.....	81
5.3. Calcul du réservoir :.....	81
5.3.1. Détermination du diamètre du réservoir :	82
5.4. Détermination des débits de dimensionnement :.....	83
5.4.1. Débits spécifiques :.....	83
5.4.2. Débits routes :.....	83
5.4.3. Débits aux nœuds.....	84
5.5. Affichage du réseau sur EPANET :.....	88

5.5.1. Résultat de la simulation :.....	88
5.5.2 Courbe de distribution :.....	94
Conclusion général :.....	97

Liste des tableaux :

Tableau 1.1 : les paramètres physico-chimiques.....	10
Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients des réseaux maillés et des réseaux ramifiés.....	20
Tableau 1.3 : qualités et faiblesses des réseaux maillés et ramifiés.....	21
Tableau 1.4 : pression demandée de réseau AEP.....	22
Tableau 1.5 : Coefficient d'écoulement de Hazen-Williams.....	24
Tableau 1.6 : facteur de frottement pour les tuyaux.....	25
Tableau 2.1 : pression demandée de réseau AEP.....	34
Tableau 2.2 : L'état du réseau à partir d'ILP.....	45
Tableau 3.1 : récapitulatif de population.....	49
Tableau 3.2 : Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	50
Tableau 3.3: Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.	52
Tableau 4.1 : Résultat d'Epanet (cas vitesse et perte de charge)	74
Tableau 4.2 : Résultat d'Epanet (cas de pression)	75
Tableau 5.1 : récapitulatif de population.....	79
Tableau 5.2 : Récapitulatif des différentes consommations journalières.....	80
Tableau 5.3: Variation de β_{\max} en fonction du nombre d'habitant.	81
Tableau 5.4 : Résultat d'Epanet (cas de pression)	92
Tableau 5.5 : Résultat d'Epanet (cas vitesse et perte de charge)	93

Liste des figures :

Figure 1.1 : Cycle du transport d'eau.....	4
Figure1.2 : puit artésien.....	5
Figure1.3 : Nappe souterraine	6
Figure 1.4 : Barrage d'eau.....	6
Figure 1.5 types de barrage	7
Figure 1.6 : Adduction gravitaire	11
Figure1.7: Adduction par refoulement	11
Figure 1.8 : Composants Physiques d'un Système de Distribution d'Eau.....	15
Figure 1.9 : Emplacement d'un poteau d'incendie.....	16
Figure 1.10 : représentation d'un regard de ventouse	17
Figure1.11 : Bouche à clé d'eau	17
Figure1.12: Réseau ramifié.	19
Figure 1.13: Réseau maillé.....	19
Figure 1.14: Réseau Etagés.....	21
Figure 2.1 : sectorisation d'une zone urbaine	29
Figure 2.2 : un débitmètre	30
Figure 2.3 : Réservoir en ville	31
Figure2.4 : Réservoir sur captage.....	31
Figure 2.5 : Distribution étagée.....	32
Figure 2.6 : Réservoir d'équilibre.....	32
Figure 2.6 : Tube en PEHD	36
Figure 2.7 : Tube en Fonte	38
Figure 2.8 : Tube en Pvc	39
Figure 2.9 : fuite d'eau.....	39
Figure 2.10 : détection des fuites	41
Figure 3.1 : Situation géographique.....	47
Figure 3.2 : levé topographique Ain Zitouna.....	48
Figure (4.1) : la définition des espaces.....	58
Figure (4.2) : La fenêtre de paramétrage apparaît.....	58

Figure (4.3) : Le paramétrage de la grille.....	59
Figure (4.4) : création d'un nouveau calque.....	60
Figure (4.5) : fenêtre de Propriétés.....	61
Figure (4.6) : menu modifier.....	62
Figure (4.7) : les palettes d'outils.....	63
Figure (4.8) : interface de l'Epanet.....	65
Figure (4.9) : présentation de la barre d'outils	65
Figure (4.10) : exemple de paramètre de fonctionnement particulier	66
Figure (4.11) : diagramme de MOODY.....	70
Figure (4.12) : représentation du réseau avant la simulation	71
Figure (4.13) : l'état de réseau après simulation (cas de pression)	72
Figure (4.14) : l'état de réseau après simulation (cas de vitesse)	73
Figure 4.15 courbe de répartition des pourcentages des pressions dans les nœuds.....	76
Figure 4.16 courbe de répartition des pourcentages des vitesses.....	76
Figure (5.1) : représentation du réseau avant la simulation	88
Figure (5.2) : l'état de réseau après simulation (cas de pression)	89
Figure (5.3) : l'état de réseau après simulation (cas de vitesse)	90
Figure 5.4 : courbe de répartition des pourcentages des pressions dans les nœuds.....	94
Figure 5.5 : courbe de répartition des pourcentages des vitesses.....	95

Liste des abréviations :

AEP : Alimentation en eau potable.

APC : Assemblée populaire communale.

ILP : Indice linéaire de perte.

ILR : Indice linéaire de réparation.

PEHD : Polyéthylène haute densité.

RP : Rendement primaire.

Introduction général

Introduction générale :

L'exploitation d'un réseau d'eau potable tient compte de différents paramètres, de la production de l'eau potable à la distribution aux consommateurs, en passant par le stockage dans les réservoirs. En parallèle, le gestionnaire du réseau doit répondre à des contraintes de mission de service public, en assurant notamment l'alimentation en eau potable à tous les abonnés et à tout moment.

Par ailleurs, les évolutions de la population ont fortement modifié la structure initiale des réseaux, et en ont fortement compliqué le fonctionnement. Pour améliorer la qualité de service rendu aux abonnés, rassembler sur un même support informatique l'ensemble des informations liées à la localisation géographique du réseau d'eau devient nécessaire voire obligatoire. Les systèmes d'information géographique permettent d'avoir une connaissance approfondie des réseaux d'alimentation en eau potable et de disposer des plans de réseaux remis à jour après chaque modification et d'associer les éléments d'un réseau d'AEP dans une base de données les informations nécessaires pour une bonne gestion de ce dernier.

De plus, les outils de modélisation sont devenus incontournables à la gestion des réseaux d'eau potable. De plus en plus de gestionnaires de réseaux d'eau potable se dotent d'outils de modélisation pour encore mieux concevoir, gérer et prévoir l'évolution des ouvrages hydrauliques et la qualité de l'eau distribuée.

C'est dans ce sens que s'inscrit notre travail ayant comme objectif de modéliser le réseau d'AEP de la localité de Mechtat Ain Zitouna avec le logiciel Epanet.

Ce modèle permet de prendre en compte toutes les contraintes de fonctionnement. Il permet en outre de synthétiser les connaissances sur le réseau et d'en effectuer un diagnostic, pour ensuite proposer des solutions visant à améliorer son fonctionnement.

Pour cela notre travail s'articule sur le plan suivant :

- Le premier chapitre donne un aperçu général sur les systèmes d'alimentation en eau potable ;
- le deuxième chapitre Etude bibliographique sur quelques défauts de fonctionnement des réseaux d'AEP existant ;
- le troisième chapitre la présentation de la zone d'étude ;
- Le quatrième chapitre représente les logiciels utilisés dans ce travail et l'évaluation des données ;
- Le dernier chapitre est consacré sur la nouvelle simulation avec élaboration des données ;
- Enfin, une conclusion qui met l'accent sur une telle étude.

Chapitre I: Généralité sur l'Alimentation

En eau potable

Chapitre I : Généralité sur l'Alimentation en Eau Potable (A.E.P)

1.1. Introduction :

Actuellement pour pouvoir alimenter une localité en eau, Il faut que cette eau soit apte à être consommée, C'est à dire potable et qui devra satisfaire à certaines normes de qualité, Ainsi fournit sous une pression minimale en quantité suffisante (pour satisfaire aux besoins de la localité).

Le réseau de l 'A.E. P c'est un ensemble des ouvrages (installations) et appareillages à mettre en place pour traiter et transporter ces besoins en eau à satisfaire, Depuis la ressource en eau jusqu'aux abonnés. [4]

Le système (AEP) comporte différents composant dont les constructions et les installations affectées au captage, au traitement, au transport, au stockage et aux distributions d'eau potable chez les différents consommateurs [7]

1.2. Cycle du transport d'eau :

Un réseau d'A.E. P constitue l'ensemble des moyens et infrastructures dont dispose l'ingénieur pour transporter l'eau depuis la source jusqu'au consommateur. Un réseau d'eau potable doit être fiable et durable pour pouvoir répondre aux exigences des consommateurs (quantité et qualité optimales, dysfonctionnement minimaux). Le transport de l'eau de la source jusqu'au point de distribution se fait suivant une chaîne composée de quatre maillons principaux :

- ✓ Ressource (captage) _____ Traitement
- ✓ Adduction
- ✓ Stockage (Réservoir)
- ✓ Distribution [10]

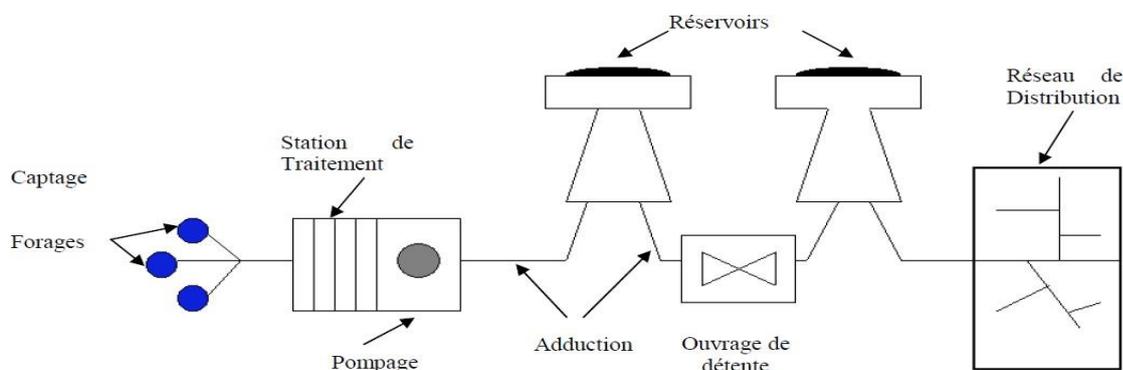


Figure 1.1 : Cycle du transport d'eau

1.2.1. Captage des eaux :

Un captage d'eau potable est un dispositif de prélèvement (collecte passive ou pompage) d'eau potable :

- ✓ soit à partir d'une source qui sort naturellement de terre (source naturelle) ou puits artésien
- ✓ soit à partir d'une nappe d'eau souterraine ou aquifère
- ✓ soit à partir d'un cours d'eau, d'un lac naturel ou du réservoir d'un barrage. [1]

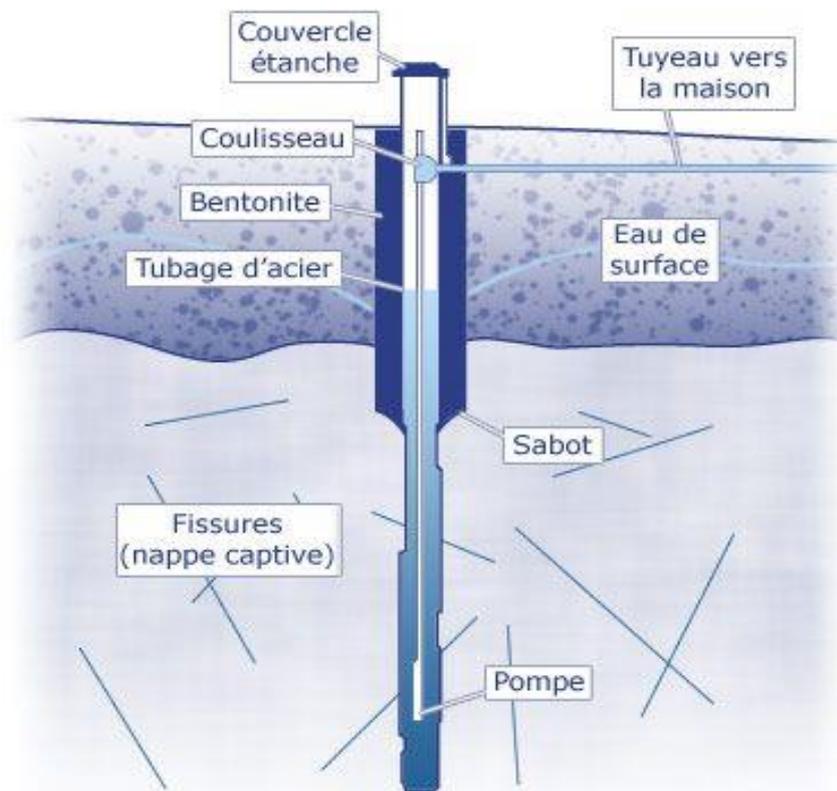


Figure 1.2 : puits artésien

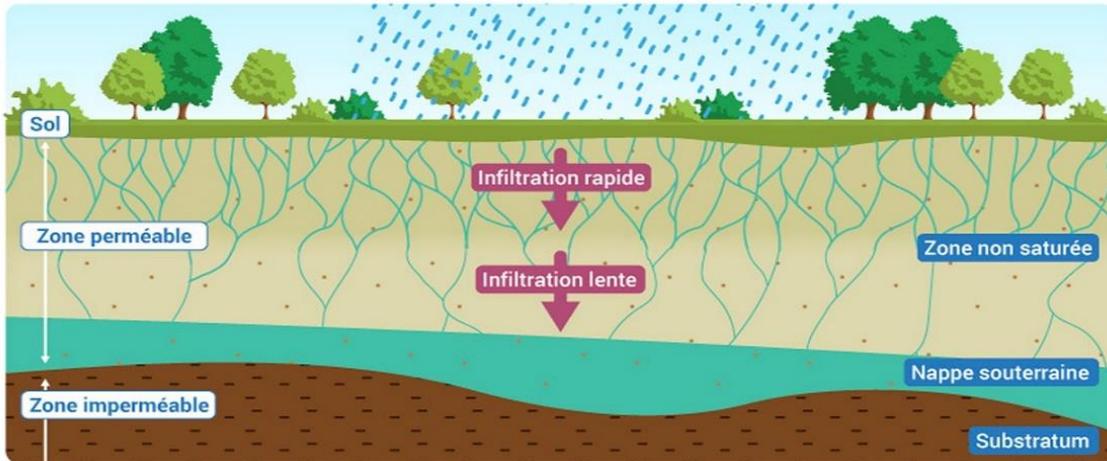


Figure 1.3 : Nappe souterraine



Figure 1.4 : Barrage d'eau

1.2.1.1. Le captage des ressources en eaux de surface pour l'alimentation en eau potable :

Un barrage est un ouvrage (ou obstacle) qui permet de retenir l'eau dans le lit d'un oued en cas de crue et constituer (ou stocker) ainsi une réserve d'eau (c'est la retenue du barrage). Un barrage peut avoir un ou plusieurs objectifs : le stockage de l'eau, la protection contre les inondations, la production de l'énergie hydro-électrique ou l'alimentation de la nappe.

On distingue plusieurs types de barrages (voir schémas dans la page suivante) : barrage poids, barrage à contreforts multiples, barrage voûte, barrage à voûtes multiples, barrage en terre ou barrage en enrochement.

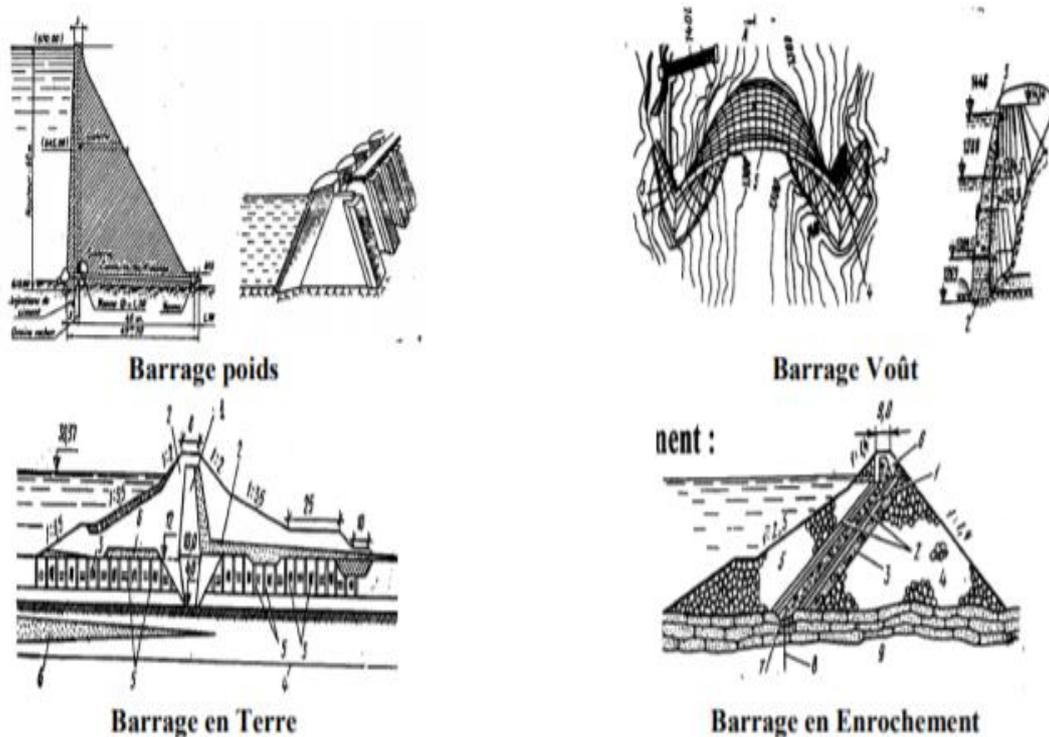


Figure 1.5 types de barrage

- **Les barrages souples** (constitués d'une digue en terre ou en enrochement) sont actuellement les plus réalisés puisqu'ils sont les moins coûteux. Néanmoins, ces types de barrages où sont utilisés des matériaux locaux, nécessitent : un écran ou un noyau imperméable en argile (pour limiter les fuites), un évacuateur de crues (pour éviter le débordement du barrage au-dessus de la digue), un réseau de drainage des eaux à travers la digue et un traitement spécial de la fondation (pour limiter l'infiltration des eaux).
- **Une prise d'eau** (accessible par une passerelle à partir du barrage ou non accessible, visible ou inondée dans la retenue) doit être prévue au milieu de la retenue pour le prélèvement d'eau. Cette prise d'eau doit être munie d'au moins deux ouvertures (une au niveau d'eau haut dans la retenue pour les prélèvements d'eau en hiver, et une au niveau bas pour les prélèvements en été), qui sont équipées par des vannes, et des conduites souterraines pour acheminer l'eau jusqu'à destination. Il faut aussi prévoir une chambre

de manœuvre des vannes (manœuvre électro. Mécanique .et manœuvre manuelle de sécurité) ainsi que des vannes de sécurité.

1.2.1.2. Captage et exploitation des Eaux Souterraines :

Une nappe est une couche de terrain perméable qui est saturée d'eau. L'exploitation des eaux souterraines dépend principalement du type de nappe.

- **Exploitation des nappes phréatiques:**

Les nappes phréatiques (ou nappes de surface), à cause de leurs présences très proches de la surface de la terre (une profondeur inférieure à 50 mètres), sont généralement caractérisées par une eau à la pression atmosphérique : l'eau est en contact avec l'atmosphère à travers les grains des couches supérieures perméables (généralement sableuses). L'exploitation de ces nappes se fait généralement à l'aide de puits: ouvrages de 3 à 5 mètres de diamètre et de profondeur allant jusqu'à 30 mètres.

- **Exploitation des nappes profondes:**

Les nappes profondes (ou captives), à cause de leur grande profondeur (allant jusqu'à 2500 mètres), sont généralement caractérisées par une eau à une pression supérieure à la pression atmosphérique. Ainsi, l'eau de ces nappes peut éventuellement jaillir toute seule et atteindre le niveau du sol sans aucun pompage. L'exploitation de ces nappes se fait généralement à l'aide de forages tubés de faible diamètre: 9"5/8 et 13"3/8 (soit environ de 25 et 34 centimètres). Les forages sont entièrement exécutés à partir de la surface par des foreuses : par percussion (battage) ou rotation, à sec ou avec injection de l'eau ou de la boue pour faciliter le forage. [14]

1.2.2. Station de traitement :

Avant d'être distribuée aux usagers, l'eau brute issue des captages doit être rendue potable. Les traitements nécessaires sont réalisés dans des stations de production d'eau potable qui n'effectuent pas toutes le même travail. Les traitements doivent pouvoir répondre à une modification temporaire récurrente de la qualité de l'eau, comme le développement d'algues ou l'augmentation de la turbidité (aspect trouble de l'eau chargée de matières en suspension).

Selon la qualité de l'eau prélevée, la production d'eau potable nécessite des étapes différentes faisant appel à quatre types de procédés : physiques, chimiques, physico-chimiques et biologiques.

Les eaux de surfaces sont généralement rendues potables en suivant une filière plus complète que les eaux souterraines, en utilisant, par exemple, les procédés suivants :

- ✓ Pré chloration
- ✓ Tamisage
- ✓ Coagulation, floculation,
- ✓ Décantation
- ✓ Filtration sur sable
- ✓ Désinfection [11]

1.2.2.1. La qualité de l'eau de consommation humaine :

On comprend par "eaux d'alimentation humaine" toute eau destinée à la boisson quel que soit le mode de production et de sa distribution comprenant les eaux utilisées pour la préparation, le conditionnement ou la conservation des denrées alimentaires destinées au public.

L'eau d'alimentation humaine ne doit contenir en quantités dangereuses ni microorganismes, ni substances chimiques nocifs pour la santé ; en outre elle doit être aussi agréable à boire que les circonstances le permettent.

Les eaux d'alimentation humaine doivent satisfaire aux exigences de qualité spécifiées dans le tableau ci après.

Au cas où des paramètres ne figurant pas dans la présente norme sont analysés, on se référera aux Directives de qualité pour l'eau de boisson de l'OMS

Les valeurs mesurées pour les paramètres physico-chimiques figurant dans le tableau suivant ne devraient pas être supérieures aux valeurs figurant dans la colonne "valeur maximale admissible " (VMA). Ces exigences s'imposent aussi bien à l'entrée du système de distribution que chez le consommateur. [14]

Tableau1.1 : les paramètres physico-chimiques

PARAMETRES	EXPRESSION DES RESULTATS	VMA	COMMENTAIRES
Odeur	Seuil de perception à 25°C	3	
Saveur	Seuil de perception à 25°C	3	
Couleur réelle	Unité Pt mg/l	20	
Turbidité	Unité de turbidité néphélométrique (NTU)	5	Turbidité médiane ≤ 1 NTU et Turbidité de l'échantillon ≤ 5NTU.
Température	°C	Acceptable	
Potentiel hydrogène	Unités pH	6,5<pH<8,5	Pour que la désinfection de l'eau par le chlore soit efficace, le pH doit être de préférence<8
Conductivité	µS/cm à 20°C	2700	
Chlorures	Cl:mg/l	750	
Sulfates	SO4:mg/l	400	
Oxygène dissous	O ₂ :mg O ₂ /l	5 ≤O₂ ≤8	
Aluminium	Al : mg/l	0,2	
Ammonium	NH ₄ : mg/l	0,5	
Oxydabilité au KMNO ₄	O ₂ : mg O ₂ /l	5	La valeur de 2 mg O ₂ /l doit être respectée au départ des installations de traitement
Hydrogène sulfuré		Non détectable organoleptiquement	
Fer	Fe:mg/l	0,3	
Zinc	Zn: mg/l	3	

1.2.3. L'adduction :

L'adduction regroupe les techniques permettant d'amener l'eau depuis sa source (forage, barrage, ressource naturelle) à travers un réseau de conduites ou d'ouvrages hydraulique vers le réservoir de stockage ou de distribution. Le terme d'adduction vient étymologiquement du latin : «ad- ducere » (mener ou conduire vers, amener...)

Il y a deux types d'adduction :

- **Adduction gravitaire** : ou l'écoulement de l'eau à des pressions importantes est causé par la différence des niveaux hydrauliques : l'altitude de la source est supérieure à

l'altitude du point de consommation ; et se déplace donc grâce à la force de gravitation, d'où son nom.

- **Adduction par refoulement** : ou la pression sur le réseau et l'acheminement de l'eau se fait à l'aide de pompes à l'intérieur de stations de pompage. Dans ce cas, le captage se situe à un niveau inférieur à celui du réservoir. [8]

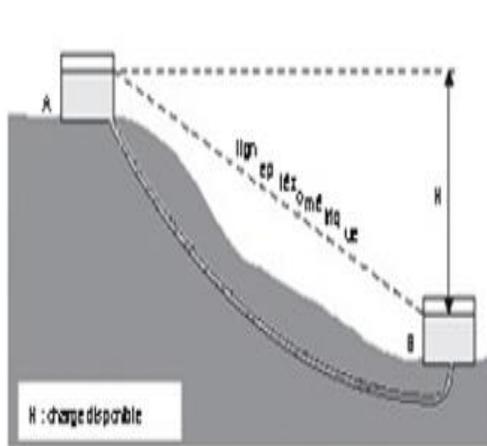


Figure 1.6 : Adduction gravitaire

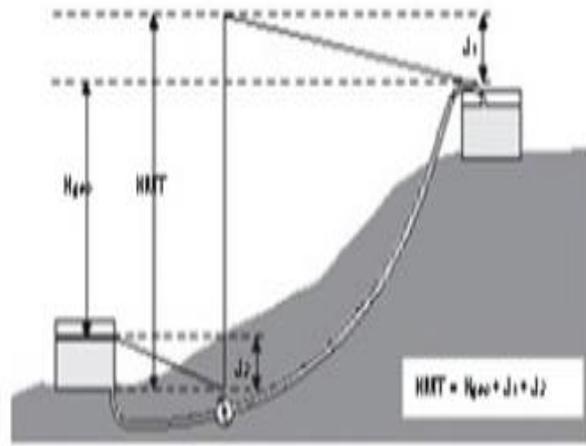


Figure 1.7: Adduction par refoulement

1.2.3.1. Ligne piézométrique et ligne de charge :

La charge hydraulique peut être répartie en deux différentes grandeurs: $H = H^* + H_d$ avec :

$$H^* = \frac{P}{\rho g} + z \quad \text{et} \quad H_d = \frac{U^2}{2g}$$

Où H^* est la "charge statique" et H_d est appelée "charge dynamique".

- **Ligne piézométrique**

La courbe représentant, sur la verticale, la ligne des niveaux de la charge statique $H(x)$ en fonction de x (le long d'une conduite ou d'une canalisation, suivant le sens de l'écoulement), est appelée la ligne piézométrique.

- **Ligne de charge**

La courbe représentant la ligne des niveaux de la charge totale H le long d'une conduite, suivant le sens de l'écoulement, est appelée la ligne de charge (ou d'énergie). La ligne de charge est déduite de la ligne piézométrique par une translation vers le haut égale en chaque point à la valeur locale de $(U^2 / 2g)$. La perte de charge J (ou ΔH) entre deux points est alors la différence des cotes de la ligne de charge en ces deux points. La perte de charge fait que la ligne de charge

soit toujours descendante. En pratique, pour les conduites réelles d'adductions, nous pouvons confondre les deux lignes (de charge et piézométrique) puisque le terme de vitesse ($U^2/2g$) reste généralement faible par rapport à la charge statique. [14]

1.2.4. Réservoir de stockage :

C'est l'ensemble des ouvrages spécifiques construits pour à la fois stocker et distribuer l'eau refoulée des zones de captage. Ces ouvrages qui sont les réservoirs.

Les réservoirs doivent maintenir l'eau à l'abri des risques de contaminations, et autant que possible des fortes variations de température. Il sert aussi à deux choses :

- Constituer une réserve d'eau disponible même si le pompage est arrêté.
- Séparer le pompage de la distribution.

A partir du réservoir, l'eau s'écoule dans les tuyaux par son propre poids, donc plus le réservoir sera plus haut, plus l'eau pourra aller loin et vite.

C'est l'ensemble des ouvrages spécifiques construits pour à la fois stocker et distribuer l'eau refoulée des zones de captage. Ces ouvrages qui sont les réservoirs.

Les réservoirs doivent maintenir l'eau à l'abri des risques de contaminations, et autant que possible des fortes variations de température. Il sert aussi à deux choses :

- Constituer une réserve d'eau disponible même si le pompage est arrêté.
- Séparer le pompage de la distribution. [10]

1.2.4.1. Rôle des réservoirs :

Les réservoirs d'eau sont, en général, nécessaires pour pouvoir alimenter, convenablement, une agglomération en eau potable. Ils sont principalement imposés par la différence entre le débit de captage ou de refoulement d'eau (plutôt constant) et le débit d'eau consommé par l'agglomération (variable en fonction de l'heure de la journée).

En principe, les réservoirs se différencient d'après leur position par rapport au sol : réservoirs enterrés et réservoirs surélevés.

Par rapport au réseau d'approvisionnement, ils peuvent aussi être groupés en deux types :

- réservoirs de passage (placés entre le captage et le réseau de distribution de l'eau)
- réservoirs d'équilibre (placés à la fin du réseau de distribution).

On peut regrouper les diverses fonctions des réservoirs sous cinq rubriques principales:

- Un réservoir est un régulateur de débit entre le régime d'adduction (déterminé par le pompage et/ou le traitement) et le régime de distribution (déterminé par la courbe de consommation). Il permet alors de transformer, de point de vue de la production et du pompage, les pointes de consommation horaire en demande moyenne.

D'où des économies d'investissement pour tous les ouvrages situés à l'amont du réservoir. D'autre part, les stations de pompage ne peuvent pas suivre exactement les variations de la demande en eau.

- Un réservoir est un régulateur de pression en tout point du réseau. Il permet de fournir aux abonnés une pression suffisante et plus ou moins constante, indépendamment de la consommation.

En effet, la pression fournie par les stations de pompage peut varier: au moment de la mise en marche et de l'arrêt, coupure ou disjonction du courant, modification du point de fonctionnement par suite de la variation du débit demandé,...

Si la côte du réservoir ne permet pas de fournir une charge suffisante à toute l'agglomération, il sera nécessaire de construire un réservoir surélevé (ou château d'eau).

- Un réservoir est un élément de sécurité vis-à-vis des risques d'incendie, de demande en eau exceptionnelle ou de rupture momentanée de l'adduction (panne dans la station de pompage, rupture de la conduite d'adduction, arrêt de la station de traitement,...). [14]

A partir du réservoir, l'eau s'écoule dans les tuyaux par son propre poids, donc plus le réservoir sera plus haut, plus l'eau pourra aller loin et vite.

On distingue trois types de réservoirs :

- Enterrés ;
- Semi-enterrés ;
- Sur tour. [10]

1.2.5. Réseau de distribution :

Le réseau de distribution d'eau potable est un ensemble de conduites interconnectées fonctionnant sous pression, et qui assurent l'alimentation de la ville à partir des réservoirs. A cela, il faut ajouter les accessoires du réseau qui permettent une bonne exploitation et un bon entretien de ce dernier. Parmi ceux-ci on peut citer les vannes de sectionnement, les vannes de réduction de pression, les poteaux d'incendie, les compteurs, les ventouses etc.

Un réseau de distribution d'eau potable sur le plan physique se caractérise essentiellement par la mesure en tous points de deux paramètres :

- La vitesse.
- La pression.

Ces paramètres dépendent des conditions de mise en charge du réseau, de son profil altimétrique et de la demande résultant des consommations aux points de livraison.

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. [2]

1.3. Structure d'un réseau d'AEP :

Un réseau est la représentation schématique des différents nœuds d'un réseau et de leurs liaisons physiques (conduites, pompes, vannes). La disposition des nœuds et des conduites dépend de la localisation des abonnés, présence de routes, obstacles naturels, présence d'autres réseaux. Le réseau de desserte est l'ensemble des équipements (canalisations et ouvrages annexe acheminant de manière gravitaire ou sous pression l'eau potable issue des unités de potabilisation jusqu'aux points de raccordement des branchements des abonnés ou des appareils publics (les bornes d'incendie, d'arrosage, de nettoyage...) et jusqu'aux points de livraison d'eau en gros. Il est constitué de réservoirs, d'équipements hydrauliques, de conduites de transfert, de conduites de distribution mais ne comprend pas les branchements

- ✓ **Nœud** : point de rencontre de plusieurs conduites (1 par exemple)
- ✓ **Tronçon** : portion de conduite comprise entre deux nœuds successifs (**entre les Nœuds 1 et 2 par exemple**)
- ✓ **Conduite maîtresse ou principale** : c'est la canalisation assurant la jonction entre l'alimentation réservoir et le premier branchement de conduites secondaires (**3 par exemple**)

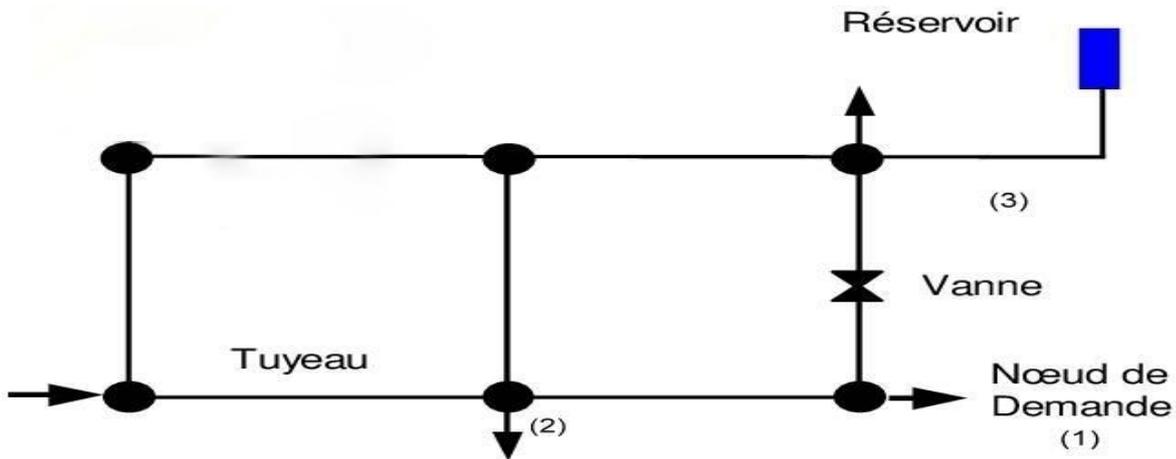


Figure 1.8 : Composants Physiques d'un Système de Distribution d'Eau.

✓ Poteaux d'incendie :

Les appareils de défense incendie sont de type incongelable et conforme à la norme NF S 61213/CN. Les hydrants doivent être installés selon la norme NF S 62-200 :

- Les poteaux incendie sont à prises apparentes ou sous coffre et conforme à la norme NF EN 14384 et NF S 62-211/CN.

- Les bouches d'incendie sont conformes aux normes NF EN 14339, NF EN 10746 et NF S 62-213/CN. La pose de l'appareil doit être conforme à la norme NF S 61211.

- Les poteaux d'aspiration sont à prises apparentes ou sous coffre et conformes à la norme NF EN 1074-6

Leur diamètre est normalisé à **100 ou 125 mm**. Ils doivent être alimentés par des conduites de même diamètre qui doit assurer un débit minimal de **17 L/s** sous **1 bar** ; la disposition du réseau (réserve d'incendie) doit permettre aux pompiers de disposer de **120 m³**.

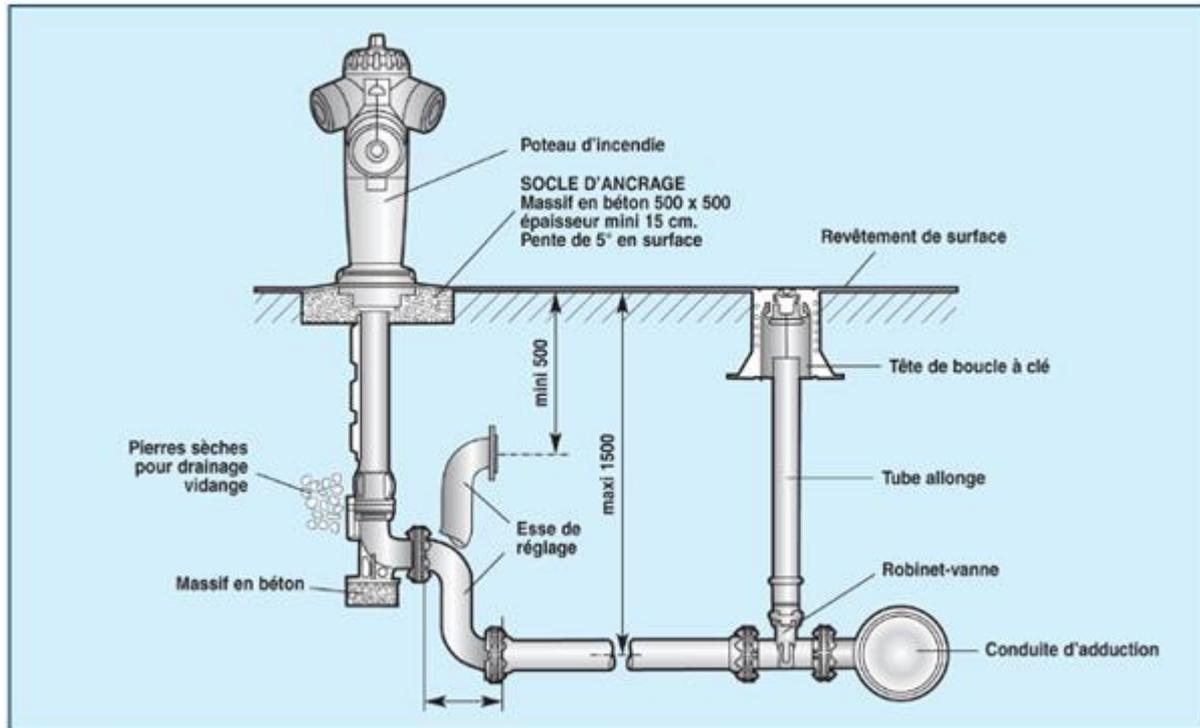


Figure 1.9 : Emplacement d'un poteau d'incendie

✓ Ventouse

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

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

- Une ventouse manuelle est un simple robinet que l'on manœuvre périodiquement.
- Les ventouses automatiques sont des pièces évacuant l'air dès qu'il se forme une poche notable.

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

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

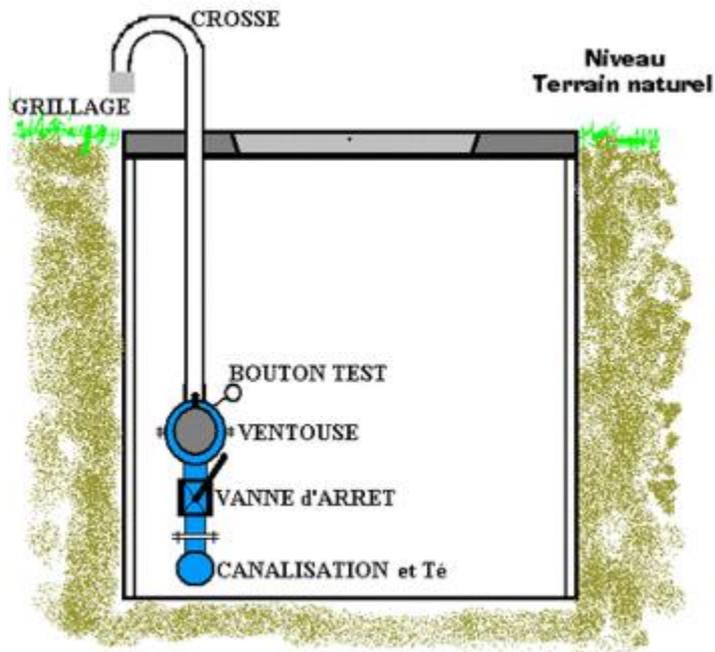


Figure 1.10 : représentation d'un regard de ventouse

✓ Bouches à clés :

Elles seront en fonte rondes réglables et de 19 kg sur robinet vanne. Elles devront être posées sur un ensemble composé d'un tabernacle rehaussé d'un tube allonge de diamètre 125 mm en PVC. La bouche à clef sera posée sur un matériau d'apport compacté afin de ne pas reposer sur le tube PVC, avant serrage avec le corps de chaussée.



Figure1.11 : Bouche à clé d'eau

✓ Vannes / Robinet vannes :

Les organes de sectionnement et/ou de régulation appelés vannes devront avoir une classe de résistance indiquée au 1.1.3 ci-dessus et conforme aux normes du 1.1.2.

Les vannes devront être :

- À opercule pour les diamètres < 300 mm et conforme à la norme NF EN 1074-1 et 2, et NF E 29-323 et NF E 29-324
- Papillon pour les diamètres \geq 300 mm et conforme à la norme NF E 29 431 et NF EN 593, avec mécanisme de type "vis-écrou", à bride motorisable, en boîtier étanche, à commande par volant ou par carré [6]

1.4. Classification du réseau d'AEP :

Les réseaux de distribution constituent l'ensemble du circuit hydraulique qui permet de véhiculer l'eau potable depuis le réservoir jusqu'à l'abonné, On distingue trois types de réseaux :

On distingue 4 types principaux de réseau de distribution à savoir :

- Le réseau ramifié.
- Le réseau maillé
- Le réseau combiné (mixtes)
- Le réseau étagé.

❖ Réseau ramifié :

On les appelle grâce à leur structure arborisante (figure 11), sont fréquemment utilisés dans les petites agglomérations rurales. 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. [2]

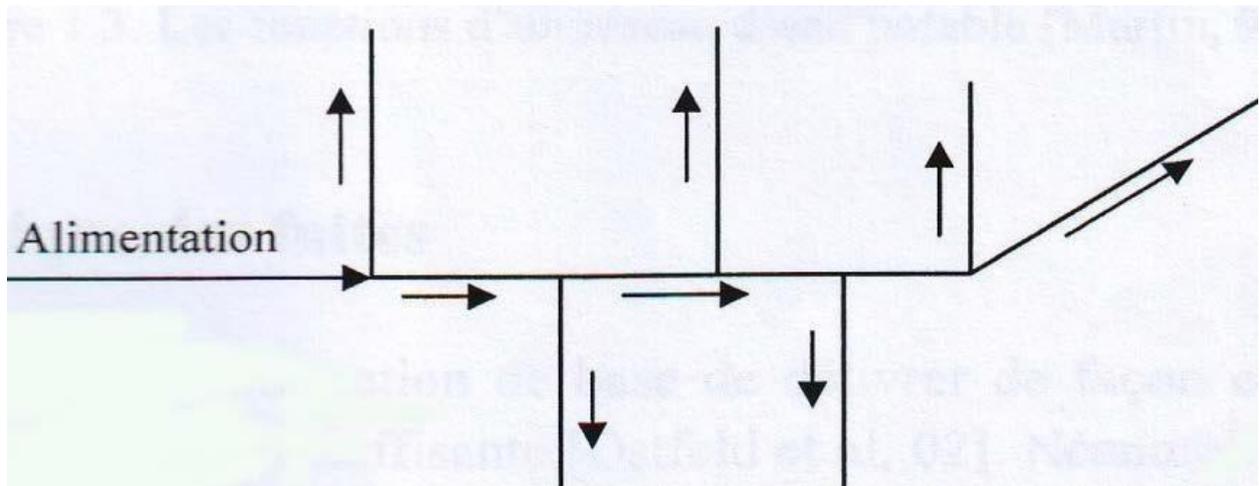


Figure1.12: Réseau ramifié.

❖ Les réseaux maillés :

Pour la distribution en eau des agglomérations de moyenne et de grande importance, ils présentent une solution plus adéquate grâce à leur sécurité et leur souplesse d'utilisation. Ils sont utilisés en général dans les zones urbaines, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (limitation de nombres de mailles en conservant certaines ramifications).

Les réseaux maillés sont constitués principalement d'une série de canalisation (**figure 1.13**) disposée de telle manière qu'il soit possible de décrire des boucles fermées ou maillées. [2]

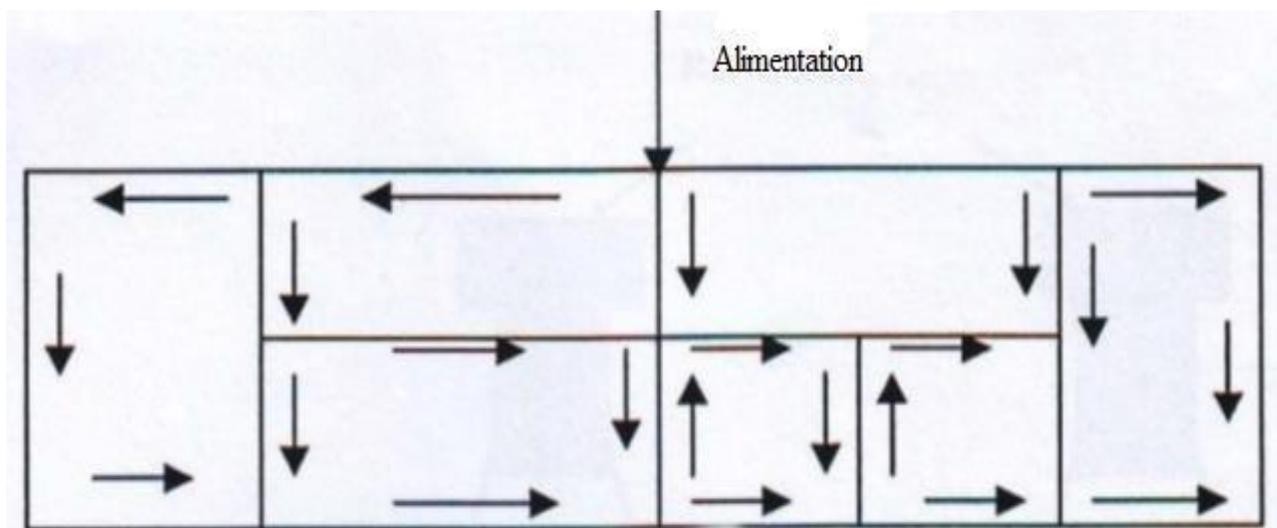


Figure 1.13: Réseau maillé

Ce réseau permet, au contraire de réseau ramifié, une alimentation en retour. 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.

**Tableau 1.2 : Avantages et inconvénients des réseaux maillés
et des réseaux ramifiés**

	Réseau ramifié	Réseau maillé
Avantages	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Plus simple et plus ➤ Économique 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Il y a plusieurs trajets Possibles entre le réservoir Et le point d'alimentation. ➤ La sécurité d'approvisionnement est beaucoup plus grande Puisque les consommateurs Aval peuvent être alimentés.
Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Il y a un seul trajet Possible entre le réservoir Et le point d'alimentation. ➤ Privation d'eau de tous les consommateurs en cas d'incident. 	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Plus couteux et plus Complexe.

Tableau 1.3 : qualités et faiblesses des réseaux maillés et ramifiés

Aspect	Réseau Ramifié	Réseau Maillé
Perte de charge	Élevées	Faibles
Écoulement	Risque des zones mortes Aux extrémités	Satisfaisant
Réparations	Risque de mise hors service d'une zone Importantes suivant le point d'intervention	Risque plus faible de mis Hors service d'une zone Importante suivant le point d'intervention
Frais de pompages	Élevées	Faibles
Frais de mise en place	Faibles	Élevées

❖ **Les réseaux étagés :**

Avec le réseau étagé il est possible de constituer des réseaux indépendants avec une pression limitée aux environs de 40 mètres d'eau.

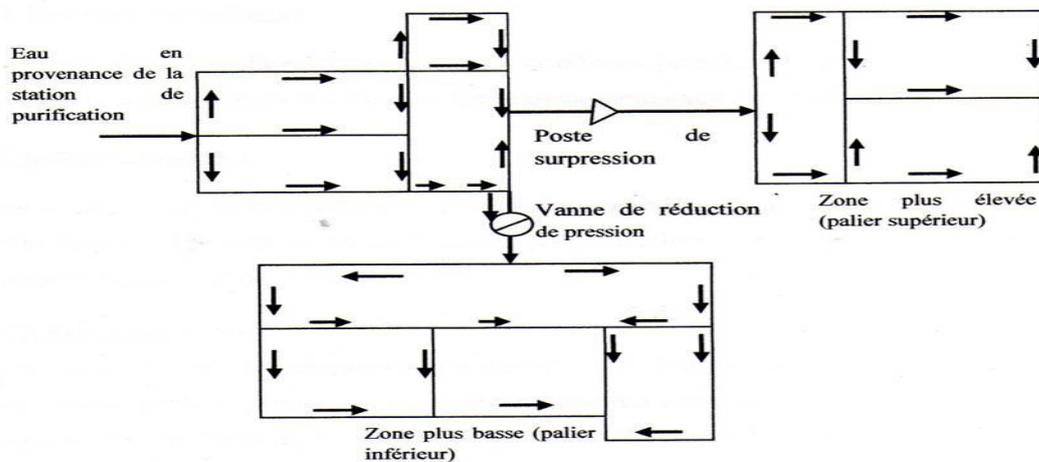


Figure 1.14: Réseau Etagés

1.5. Paramètres de fonctionnement d'un réseau d'AEP :

1.5.1. Diamètre Des conduites :

Pour le choix du diamètre des canalisations, il faut se référer au diamètre normalisés toutes en évitant les diamètres inférieur à (0.05m), $\Phi[50\text{mm}]$.

1.5.2. Limite de vitesse :

En respectant la gamme des vitesses (**0.5 à 1.5 m/s**).

1.5.3. Pressions :

Les réseaux doivent être calculer pour satisfaire aux conditions de pression. Pour la bonne tenue des canalisations en village et notamment de leurs joints, il faut éviter les hauteurs de pression supérieure à 50 m, qui risque d'apporter des désordres (fuites) et certain effet désagréable dans les installations d'abonnés selon la hauteur des maisons.

Pour cette raison on prévoit les pressions maximales mentionné sur le tableau 3 ci-dessous :

Tableau 1.4 : pression demandée de réseau AEP

Bâtiment	pression demandée [m]	Bâtiment	Pression demandée[m]
RDC	8-10	4 ^{ème} Étage	24-27
1 ^{ère} Étage	12-15	5 ^{ème} Étage	30-35
2 ^{ème} Étage	16-19	6 ^{ème} Étage	33-36
3 ^{ème} Étage	20-23	7 ^{ème} Étage	37-40

1.6. Calcul hydraulique :

1.6.1. Calcul du diamètre :

Dans le cas d'un écoulement gravitaire le diamètre est déduit de l'équation :

$$Q = V \times S$$

on aura : $S = \frac{Q}{V}$ et on a : $S = \frac{\pi D^2}{4}$, donc : $D = \sqrt{\frac{Q \times 4}{\pi \times V}}$

Avec : S : Surface de la conduite (m^2).

Q : débit du tronçon (m^3/s).

V : vitesse de dimensionnement (m/s).

D : Les diamètres nominal (mm).

1.6.2. Calcul des pertes de charge totales :

On distingue deux types de pertes de charges dans un réseau de distribution.

Les pertes de charges **linéaires** ou **régulières** et les pertes de charges **singulières** ou **locales**.

$$h_t = h_\ell + h_s$$

Avec :

h_ℓ : pertes de charge linéaires

h_s : pertes de charge singulières

a) Pertes de charge linéaires h_ℓ :

$$h_\ell = R \times Q^n$$

Les pertes de charge linéaire sont dues d'une part, au frottement des filets d'eau en mouvements les uns sur les autres, et d'autre part, à leurs contacts avec les parois internes tout au long de la conduite.

Pour les évaluer, on a utilisé depuis un temps une multitude de formules plus ou moins complexes. La plupart d'entre elles ont été abandonnées peu à peu à cause de la difficulté de leur application. En revanche, d'autres auteurs ont essayé de les transformer en tables pour faciliter leur utilisation, mais les plus connues restent les suivantes :

a.1) Formule de Hazen-Williams:

C'est la plus utilisée aux Etats-Unis, et elle n'est applicable que pour les écoulements d'eau. Son expression est la suivante :

$$R = \frac{1}{C_{H-W}^{\beta}} \cdot \frac{L}{D^{4.87}}$$

Avec :

L : longueur du tuyau, en **m**.

D : diamètre du tuyau, en **m**.

β : est le coefficient d'unités [**$\beta= 0,2785$** (S.I) , **$\beta= 0,4322$** . (S.A)]

C_{H-w}: coefficient de rugosité de Hazen Williams.

Le coefficient d'écoulement de **Hazen-Williams** est directement proportionnel au débit et dépend de la rugosité de la conduite, qui peut varier avec l'âge de cette dernière, en voici quelques exemples types :

Tableau 1.5 : Coefficient d'écoulement de Hazen-Williams

Type de Matériau	C _{H-w}
Fonte revêtue	120
Béton	130
Plastic (PVC, PEHD)	150
Acier	110
Céramique	140

a.2) Formule de Darcy-Weisbach :

La perte de charge et l'écoulement peuvent aussi se calculer de façon plus précise avec la formule de **Darcy-Weisbach** dans laquelle, contrairement à la formule précédente, le coefficient de frottement varie en fonction du régime hydraulique caractérisé par le nombre de Reynolds :

$$h_t = \frac{\lambda L V^2}{D \cdot 2g}$$

h_t: perte de charge linéaire.

L : longueur du tronçon (**m**).

V : vitesse d'écoulement du tronçon (**m/s**).

g : pesanteur = **9.81 m/s²**.

D : diamètre nominal (**m**).

λ : Facteur de frottement peut être déterminé sur le diagramme de **Moody** ou encore par les formules suivantes :

- $\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{\varepsilon}{3,7.D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$ (formule de Colebrook)
- $\lambda = \left(1,14 - 0,86 \ln \frac{\varepsilon}{D} \right)^2$ (Formule de Nikuradzé)

ε : La rugosité absolue est déterminée en mesurant l'épaisseur de rugosité des parois du tuyau, en voici quelques exemples types :

Tableau 1.6 : facteur de frottement pour les tuyaux

Matériau	ε
Fonte revêtue	0.25
Béton	0.3-3
Plastic (PVC, PEHD)	0.0015
Acier	0.03
Céramique	0.3

R_e : nombre de Reynolds, calculé comme suit:

$$R_e = \frac{V.D}{\vartheta}$$

ϑ : viscosité cinématique de l'eau, donnée par la formule de **STOCKS**.

$$\vartheta = \frac{0.0178}{(1 + 0.0337.t + 0.00221.t^2)}$$

t: température de l'eau en degré : A $t = 20^\circ\text{C}$: $\vartheta = 0.01$, **Stocks** = $10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

a) **Pertes de charge singulières h_s** :

Elles sont générées par les singularités telles que les coudes, les vannes, les clapets, les Branchements, les diaphragmes etc...et pour les conduites de distribution d'eau, les pertes sont estimées de **10%** à **15%** des pertes de charge linaires. [2]

1.7. Conclusion :

L'eau potable n'est pas tout à fait qu'un "bien du ciel". Avant de parvenir au robinet, elle a subi des traitements plus ou moins poussés, elle a été stockée, acheminée puis distribuée. L'eau potable est donc une denrée rare et précieuse qui a un coût, et qu'il ne faut pas gaspiller. Par ailleurs, il faut garder à l'esprit qu'elle est produite à partir de ressources naturelles qu'il convient de protéger afin d'éviter la mise en place de traitements complexes et coûteux.

Chapitre II : Diagnostique des Réseaux de Distribution d'Eau Potable :

Chapitre II : Diagnostique des Réseaux de Distribution d'Eau Potable :

2.1. Introduction :

« Diagnostiquer » c'est analyser qualitativement et quantitativement tous les aléas pouvant exister sur le système et se manifestant de façon observable. L'étude diagnostique des systèmes d'eau potable consiste principalement à déterminer l'état général de fonctionnement du système. Il s'agit dans tous les cas d'établir le cheminement possible entre les observations, les causes possibles, et d'évaluer les conséquences induites, par une analyse successive et récursive. La motivation de l'étude est de faire apparaître les insuffisances et anomalies de fonctionnement, afin de définir les éventuels aménagements à prévoir pour améliorer globalement l'usage de l'eau et optimiser la gestion du système. L'objectif d'un diagnostic d'un système d'alimentation en eau potable est donc de proposer, au vu des éléments techniques et économiques mis en évidence, une politique d'intervention aux élus et techniciens pour une bonne gestion du patrimoine collectif, qu'il s'agisse des infrastructures existantes ou de la ressource en eau [9]

2.2. Sectorisation :

2.2.1. Définition et caractérisation des secteurs :

La sectorisation du réseau permet d'identifier le niveau des volumes de fuites des différentes zones du réseau. Elle est souvent essentielle pour engager efficacement les actions de réduction des fuites.

Le but de la sectorisation est par la division du réseau en plusieurs sous-réseaux appelés secteurs de distribution de fournir des données à des échelles temporelles et spatiales plus fines. Un secteur doit être délimité par des extrémités d'antennes, des vannes fermées ou des comptages (pour les extrémités ouvertes avec les ouvrages et les autres secteurs). La définition des secteurs doit prendre en compte différents aspects du réseau :

- la pré-localisation des fuites et le suivi du réseau seront facilités sur des secteurs réduits ;
- la sectorisation peut modifier le fonctionnement hydraulique du réseau, il est donc nécessaire de considérer les infrastructures, les unités de distribution (UDI) et les zones de pression concernées.
- les débits de nuit de chaque secteur doivent rester mesurables, c'est à-dire suffisants pour que l'impact de l'incertitude des appareils de mesure sur leur interprétation reste limité.

En fonction de la taille du réseau, plusieurs niveaux de sectorisation sont possibles. Un premier niveau peut être défini en fonction des zones d'influence des ressources et des étages de pression. Pour les villes importantes, les secteurs de premier niveau peuvent rassembler plus de 10 000 branchements.

Ce niveau permanent de sectorisation est indispensable au diagnostic du réseau pour prioriser les mesures à mettre en œuvre pour réduire les fuites, il est donc de la responsabilité de la personne en charge de l'étude diagnostic.

- Si une sectorisation existe déjà pour le service, il convient d'utiliser les données disponibles et de les compléter par les mesures supplémentaires qui s'avéreront nécessaires.
- S'il n'existe pas de sectorisation opérationnelle, il faut mettre en place une sectorisation temporaire pour collecter les données. Celle-ci pose les bases d'une sectorisation permanente qui pourra être réalisée par la suite.

Un deuxième niveau de sectorisation, présenté dans la fiche I-C-1, permet de suivre plus précisément les volumes de secteurs réduits et notamment de suivre les débits de nuit afin de repérer les fuites. Ce niveau plus détaillé de sectorisation est intéressant à suivre en télégestion pour obtenir des valeurs journalières des débits et des volumes. Sa pertinence et sa faisabilité seront déterminées lors de l'étape de diagnostic. Le plus souvent, la définition de ce second niveau de sectorisation nécessite l'utilisation d'un modèle hydraulique du réseau pour vérifier que les modifications du réseau induites par la sectorisation (fermeture des vannes, dispositifs de comptage) n'ont pas de conséquences dommageables pour la qualité de l'eau (temps de séjour) et la continuité du service (débits de pointe ou d'incendie).

Enfin, le troisième niveau de sectorisation correspond au procédé d'ilotage. Ce procédé consiste à pré localiser les fuites du réseau par manœuvres successives des vannes et mesure des débits en entrée de chaque sous-secteur ainsi créé. Les sous-secteurs doivent être de petite taille et il est préférable de réaliser cette opération de nuit, lorsque les consommations sont minimales et l'impact sur les usagers faible.

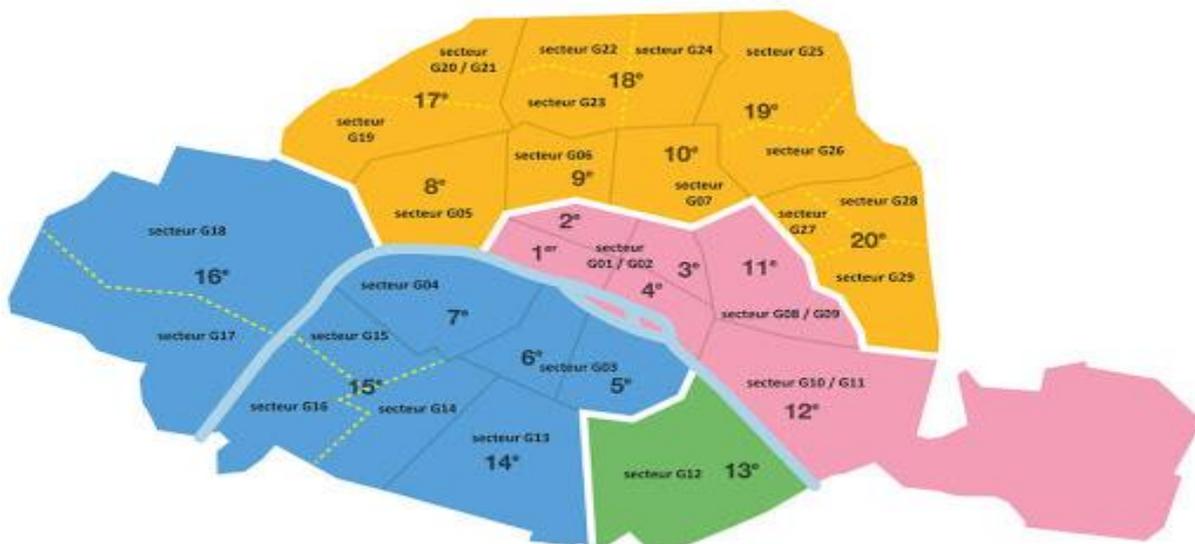


Figure 2.1 : sectorisation d'une zone urbaine

2.2.2. Points de mesure des débits, niveaux et pressions :

Pour chacun des secteurs définis, le diagnostic sera principalement basé sur des mesures de débits, de pressions ou de niveaux.

Les débits sont mesurés par des compteurs ou débitmètres situés à toutes les entrées et sorties des secteurs. Cela inclut les stations de production, de reprise ou de surpression, les ouvrages de stockage, les achats et ventes d'eau et les interconnexions entre secteurs. Les appareils existants doivent être contrôlés (vérifier le choix du type et du calibre, les conditions d'installation et l'étalonnage).

Les nouveaux appareils de mesure éventuellement mis en place devront être adaptés au point de mesure (type, dimensionnement, conditions d'installation).

Des mesures de niveau par des sondes à ultrason, des capteurs de pression ou autres dispositifs peuvent être réalisées sur les installations de stockage d'eau en complément des débits de remplissage et distribution. Une bonne connaissance des dimensions des ouvrages est nécessaire pour lier niveau d'eau et volume.

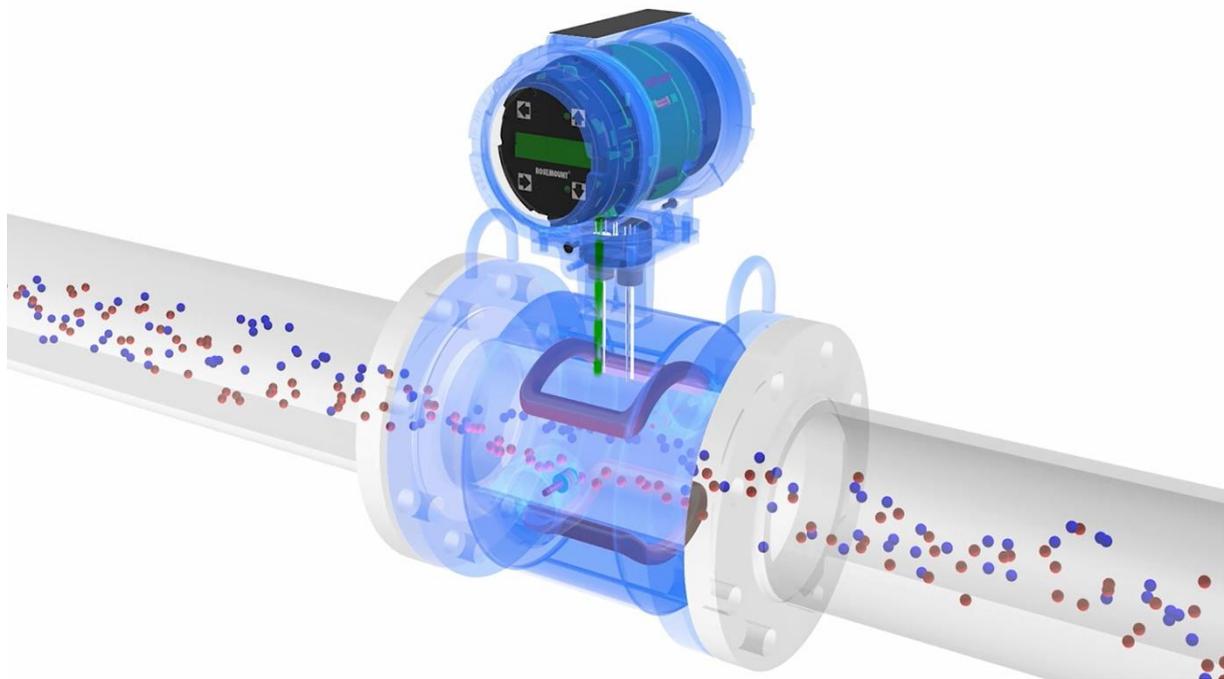


Figure 2.2 : un débitmètre

2.2.3. Campagnes de mesure :

Dans le cadre d'un diagnostic, il est le plus souvent nécessaire de compléter le dispositif de mesure permanent du service par une ou plusieurs campagnes de mesure qui servent deux objectifs :

- le calage du modèle hydraulique ;
- l'évaluation du niveau des pertes par secteur.

Les données (débits, pressions, hauteurs d'eau, paramètres et temps de fonctionnement des appareils, etc.) sont enregistrées pendant plusieurs jours à un pas de temps rapproché (en général

inférieur à 15 minutes) et si possible durant plusieurs périodes grâce à des enregistreurs autonomes (loger) connectés aux dispositifs de mesure.

Sont concernés à la fois les appareils de mesure spécialement mis en place pour la campagne et les appareils permanents compatibles qui ne sont pas équipés de systèmes d'enregistrements des données adaptés aux besoins de l'étude.

Les incertitudes de mesure liées aux appareils de mesure sont à prendre en compte dans le traitement des données.

Le calage du modèle hydraulique est réalisé en comparant les résultats obtenus par le modèle aux mesures effectuées sur la même période.

Les mesures par secteur permettent de suivre les débits de nuit de secteurs. La connaissance des usagers du secteur permet une première estimation du débit de consommation nocturne et par différence, du débit de fuites du secteur. Pour améliorer ces estimations il est souvent nécessaire d'équiper les industriels et autres gros consommateurs de dispositifs temporaires de mesure. [3]

2.3. Emplacement des réservoirs :

2.3.1. Emplacement géographique:

Le réservoir d'eau doit être situé le plus près possible de l'agglomération à alimenter (en limite de l'agglomération). En effet, compte tenu du coefficient de pointe dont on doit affecter le débit horaire moyen de consommation pour déduire la consommation horaire maximale (de 1,5 à 3,5), la perte de charge sera générale plus grande sur la conduite de distribution que sur la conduite d'adduction. Ceci fait que plus le réservoir s'éloigne de l'agglomération, plus la cote du plan d'eau doit être élevée (d'où une énergie de pompage plus grande).

Le schéma ci-dessous montre l'emplacement du réservoir proche de l'agglomération, avec un coefficient de pointe égal à 3.

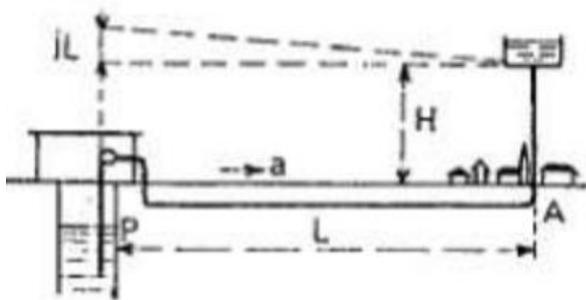


Figure 2.3 : Réservoir en ville

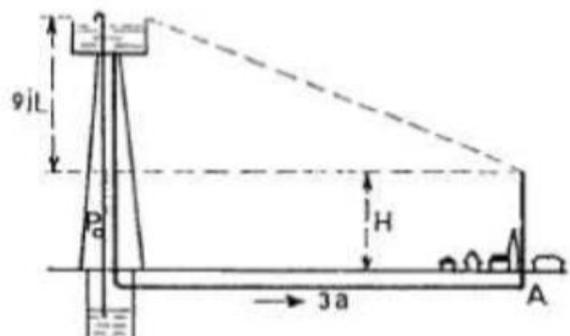


Figure 2.4 : Réservoir sur captage

La topographie des lieux ou l'emplacement de la source d'eau peuvent parfois modifier le point de vue établi ci-dessus. On essaye, généralement, d'exploiter le relief à proximité de la ville pour utiliser un réservoir semi-enterré, qui sera toujours plus économique qu'un réservoir sur tour.

Quand la ville présente des différences de niveau importantes, on peut adopter une distribution étagée (voir exemple ci-dessous).

Dans le cas où l'agglomération s'étend dans une direction donnée, un réservoir unique peut devenir insuffisant et fournir, en extrémité du réseau, des pressions trop faibles aux heures de pointe. On peut ajouter alors un ou plusieurs réservoirs d'équilibre, situés à l'autre extrémité de la ville, qui permettent d'avoir une pression acceptable dans leur zone d'action. Ces réservoirs d'équilibre sont en liaison avec le réservoir principal et se remplissent au moment des faibles consommations (la nuit principalement).

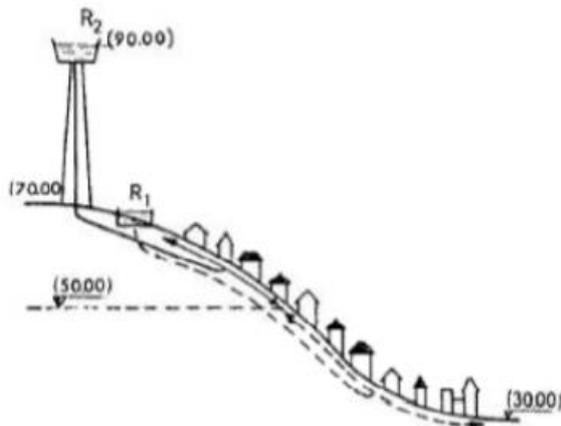


Figure 2.5 : Distribution étagée

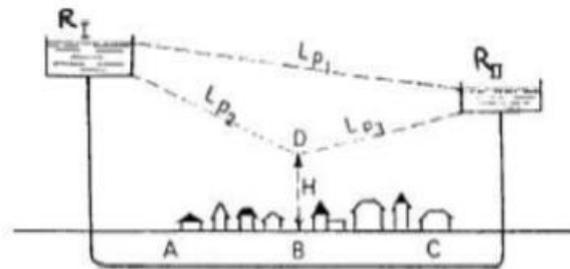


Figure 2.6 : Réservoir d'équilibre

Dans quelques cas, on peut adopter, en même temps, les deux types de réservoirs: réservoir semi-enterré et réservoir surélevé (ou château d'eau). Le réservoir semi-enterré est alimenté par la station de traitement, avec ou sans pompage, avec un débit constant Q_{hm} . Le château d'eau, situé avant la distribution, est alimenté par une autre station de pompage (SP2) qui fonctionne à débit variable (voir le schéma ci-dessous). L'adoption de ce type de schéma permet de limiter le volume nécessaire du réservoir sur tour.

En fait, ce n'est qu'après une étude économique approfondie et compte tenu des conditions locales (surtout le relief) que l'on pourra déterminer le meilleur emplacement du réservoir et, éventuellement, de la station de pompage, étude dans laquelle entreront les coûts des conduites, du pompage et de construction du réservoir.

2.3.2. Altitude des réservoirs :

Un des principaux rôles du réservoir est de fournir, pendant l'heure de pointe, une pression au sol suffisante "Hmin" en tout point du réseau de distribution (voir plus loin les valeurs de cette pression), en particulier au point le plus défavorable du réseau (le point le plus loin et/ou le plus élevé).

L'altitude du réservoir d'eau (précisément la cote de son radier) doit être calculée donc pour que, dans toute l'agglomération à alimenter, la pression soit au moins égale à Hmin. C'est la cote du radier du réservoir qui est prise en compte, ce qui correspond au cas d'alimentation le plus défavorable (le réservoir est alors presque vide).

C'est le calcul du réseau de distribution, pendant l'heure de pointe, qui permet de déterminer les différentes pertes de charge et d'en déduire la cote de radier du réservoir.

La valeur de cette cote et la topographie des lieux détermineront le type de réservoir à adopter (semi-enterré ou surélevé). On peut, si un relief est disponible, augmenter les diamètres des

conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et éviter la surélévation du réservoir (solution à justifier par un calcul économique).

Notons aussi que, pour les châteaux d'eau, et pour des raisons économiques, on doit éviter des surélévations (HR) supérieures à 40 m. Le cas échéant, on peut augmenter les diamètres de quelques conduites de distribution pour diminuer les pertes de charge et limiter la surélévation nécessaire. [14]

2.4. Détermination de la pression nominale des conduites :

Connaissant la pression de service, on peut alors déterminer la pression nominale (**PN**) des tubes (ou pression maximale de service) qui composent la conduite.

La pression nominale est déterminée à l'aide des deux expressions suivantes:

- $PMS = PS + \Delta h$eq(2.1)
- $PMS < PN$

Avec :

PN = pression nominale [bar] ;

PMS = pression maximale de service [bar] ;

PS = pression de service [bar] ;

Δh = surpression de coup de bélier [bar] ;

La pression de service correspond à la pression maximale que subit la conduite pendant son fonctionnement.

La surpression générée par le coup de bélier dépend uniquement de la vitesse de propagation de l'onde de pression et de la vitesse de refoulement précédant la variation du régime hydraulique. Elle s'écrit de la manière suivante :

- $\Delta h = \frac{a \cdot V_0}{9.81}$ eq (2.2)

Avec :

Δh = surpression de coup de bélier [m] ;

a = célérité de l'onde de pression [m/s] ;

V_0 = vitesse d'écoulement en régime permanent [m/s].

La vitesse de propagation de l'onde de pression, appelée également « célérité », elle se calcule par la formule ci-dessous:

$$a = \frac{1}{\sqrt{\rho \left(\frac{1}{\varepsilon} + \frac{D}{E \cdot e} \right)}} \dots\dots\dots \text{eq (2.3)}$$

Avec :

a = célérité de l'onde de pression [m/s] ;

ρ = masse volumique de l'eau [kg/m³] ;

ε = coefficient de compressibilité de l'eau [N/m²] ;

E = module d'élasticité de la conduite [N/m²] ;

D = diamètre intérieur de la conduite [mm] ;

e = épaisseur de la paroi de la conduite [mm].

Pour une eau de température égale à 20°C, on fixe les valeurs suivantes :

- $\rho = 998,2$ [kg/m³] ;
- $\varepsilon = 2,18 \times 10^9$ [N/m²].

Les modules d'élasticité des divers matériaux retenus sont les suivants :

- PEHD : 790×10^6 [N/m²] ;
- Fonte : 1.7×10^{11} [N/m²].

La célérité de l'onde varie donc essentiellement en fonction des caractéristiques physiques de la conduite, soit le matériau, le diamètre et l'épaisseur de la paroi du tube. [10]

Méthodes d'implantation :

- Contrôle du niveau des réservoirs
- Commande des pompes
- Commande d'une vanne de réduction de pression : obtention d'une pression régulée à l'aval. [16]

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 60 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.

Tableau 2.1 : pression demandée de réseau AEP

Bâtiment	pression demandée [m]	Bâtiment	Pression demandée[m]
RDC	8-10	4 ^{ème} Etage	24-27
1 ^{ère} Etage	12-15	5 ^{ème} Etage	30-35
2 ^{ème} Etage	16-19	6 ^{ème} Etage	33-36
3 ^{ème} Etage	20-23	7 ^{ème} Etage	37-40

2.5. 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 1,20 m/s. Les vitesses inférieures à 0,60 m/s favorisent le dépôt solide dans les canalisations. Les vitesses supérieures à 1,20 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. [14]

2.6. Choix du matériau des conduites :

Les canalisations peuvent se présenter sous forme de tuyaux, barres, couronnes ou tourets.

Les tuyaux disposent d'une emboîture (partie femelle) et d'un bout lisse (mâle). Le tube dispose de deux bouts lisses. Le raccordement diffère donc selon les produits avec la nécessité d'utiliser un manchon de raccordement ou pas.

Les caractéristiques mécaniques des canalisations et raccords sont primordiales pour la pérennité du réseau. En effet, elles doivent résister à des contraintes mécaniques et chimiques internes et externes. En interne, les pressions de fonctionnement peuvent être très importantes et les eaux véhiculées peuvent avoir des propriétés chimiques plus ou moins agressives. En externe, l'impact des charges roulantes, les mouvements de terrain ou les natures chimiques des sols peuvent affecter la structure des canalisations et ou les revêtements extérieurs. En plus de l'aspect économique, le choix d'une solution dépendra de ces contraintes.

Les terminologies concernant les diamètres des canalisations diffèrent selon la nature de la canalisation :

- Pour la fonte, on spécifie le Diamètre Nominal (DN) qui correspond au diamètre intérieur de la canalisation
DN60, 80, 100, 125, 150, 200, 250, 300, 350, 400, 450, 500, 600....
- Pour le PVC et le PEHD, on spécifie le Diamètre Extérieur (DE ou Ø) qui correspond au diamètre extérieur de la canalisation
Ø25, 32, 40, 50, 63, 75, 90, 110, 125, 140, 160, 180, 200, 225, 250, 280, 315, 355, 400, 450, 500, 630...

2.6.1. Les tube en polyéthylène PEHD :

Les tubes en polyéthylène (PEHD) PE100 sont notamment utilisés dans les réseaux enterrés ou aériens d'adduction d'eau ou de distribution d'eau potable ou pour les branchements d'alimentation. Ces tuyaux en PE 100 conjuguent une très grande souplesse et résistance



Figure 2.6 : Tube en PEHD

Il existe différents groupes de classification du polyéthylène :

- PEHD noir à bande(s) jaune(s) ou code couleur jaune/orange (10% ou intégral) pour les applications dans les réseaux de distribution du Gaz – Norme EN 1555 (dénommé GR1 selon la Marque de Qualité NF 114)
- PEHD noir à bande(s) bleu(es) ou code couleur bleu (10% ou intégral) pour les applications d'adduction et de distribution d'eau potable – Norme EN 12201 (dénommé GR2 selon la Marque de Qualité NF 114)
- PE noir pour les applications irrigation – (dénommé GR3 selon la Marque de Qualité NF 114)
- PEHD noir à bandes(s) marron(s) ou code couleur marron (10% ou intégral) pour les applications d'assainissement sous pression ou gravitaire – Norme EN 12201 (dénommé GR4 selon la Marque de Qualité NF 114)
- PEHD tout noir pour les applications d'eaux non potables, industrielles ou réseau incendie – Norme EN 12201 (dénommé GR4 selon la Marque de Qualité NF 114)
- PE noir à bande(s) rouge (s) ou code couleur rouge (10% ou intégral) pour applications confinement de transport d'électricité (dénommé GR5 selon la Marque de Qualité NF 114)

Le polyéthylène couvre les plages de pression de 6,3 bar jusqu'à 25 bar de pression.

Ces tubes se présentent sous 3 types de conditionnements qui sont :

- Les barres en longueur standard 6 mètres, 12 mètres ou longueur supérieure sur demande (ex. 13.40 et 20 mètres)
- Les couronnes en différents diamètres avec des longueurs de 25, 50 ou 100 mètres ou longueur supérieure sur demande. Les diamètres sont généralement de Ø20 mm, Ø25 mm, Ø32 mm, Ø40 mm, Ø50 mm, Ø63 mm, Ø75mm ... jusqu'au Ø180mm.
- Les tourets répondent aux besoins en Ø40 mm au Ø160mm.

Ce polyéthylène peut avoir plusieurs solutions de raccordement :

- Par système emboîtement à joint (soudage en usine d'une tête avec système de verrouillage)
- Par électro fusion grâce à un raccord électro soudable composé d'un filament chauffant pour liaisonner par fusion la matière du raccord avec celle du tube.
- Par poly fusion pour laquelle on chauffe les extrémités de 2 tubes (ou raccords) que l'on met en contact pendant une durée définie par un cahier des charges très précis. La matière se lie ne formant plus qu'un seul ensemble monobloc parfaitement fusionné tube-tube ou tube-raccord ou raccord-raccord.

Une nouvelle génération de résine polyéthylène PE 100-RC (Résistance to Crack) vient améliorer les performances du polyéthylène avec une résistance accrue à la propagation lente des fissures. Dans certaines configurations, il est possible de remblayer la canalisation avec les matériaux d'excavation sans enrobage de protection préalable (sable).

Pour les réseaux où les contraintes en produits désinfectants sont sensibles (dioxyde de chlore ou chlore à très forte concentration ou température excessive), un polyéthylène spécifique aux propriétés chimiques améliorées a été développé, le PE100 RD.

Ces tubes peuvent également avoir différentes options pour la protection et la surveillance de l'intégrité de la canalisation :

- Une couche supérieure de protection mécanique en polyoléfinés (PE plus, PP, PP +Quartz ...) pour les configurations de travaux sans tranchée comme le tubage, l'éclatement, le forage dirigé ou en tranchée dans des sols rocheux...
- Des systèmes tri couches (aluminium et couche de protection PE plus) pour les terrains pollués ou fluides à risques pour de la pose en tranchée ou sans tranchée.
- Le calorifugeage par coquille isolante pour les barres ou gainage isolant pour les couronnes (réalisé en usine ou sur chantier). [12]

2.6.2. Les tuyaux fonte :

Les tuyaux fonte ont une longueur 6 m et présentent différents niveaux de classes de pression préférentielle répondant à la norme EN 545:2010. Cette norme précise les caractéristiques du tuyau en terme de :

- Résistance mécanique (contrainte de charges actuelle et future)
- Garantie de débit (résistance à l'ovalisation, rigidité diamétrale...)
- Tenue aux pressions hydrauliques (pression de service et/ou d'essai)

Il existe les classes suivantes : C25, C30, C40, C50, C64, C100.

Les tuyaux en fonte sont totalement bleus pour l'eau potable (rouge-brun pour les eaux usées ; noir pour certains DN ou applications). L'étanchéité des canalisations fonte est assurée par un joint STANDARD EPDM (ou autre : ex. NBR en eaux usées). Pour résister aux sollicitations mécaniques, il est possible d'utiliser des joints avec insert métalliques permettant de verrouiller un tuyau ou un raccord. D'autres types de tuyaux avec le système de jonctions UNIVERSAL permettent d'atteindre de très hauts niveaux de pression.

Outre la résistance aux pressions, il est également important que le tuyau puisse résister à différentes agressivités chimiques des sols, et ce, grâce aux différentes natures de revêtements extérieurs. Pour les applications standards, un revêtement à base de zinc-aluminium garantit une longévité importante. Pour les applications dans les sols ou environnement agressifs (sol acide ou présence de courant vagabond...), l'utilisation d'autres revêtements extérieurs est conseillée :

- Revêtement TT PE (Tout Terrain Polyéthylène)
- ZMU (mortier de ciment renforcé de fibres polypropylène)



Figure 2.7 : Tube en Fonte

Par ailleurs, les tuyaux en fonte ductile destinés à l'eau potable ont pour principales caractéristiques :

- Un revêtement extérieur renforcé avec un alliage de zinc-aluminium-cuivre de masse minimum 400 g/m² et un revêtement époxy bleu alimentaire Aguacate (ACS) d'épaisseur minimum 100 microns.
- Un revêtement intérieur en mortier de ciment de haut-fourneau centrifugé résistant aux sulfates de qualité alimentaire (CLP).
- Un joint automatique type STANDARD en élastomère EPDM de qualité alimentaire (ACS).

Certains tuyaux fonte sont équipés d'un système de verrouillage haute pression (Universal STANDARD Vi) et un système de verrouillage par clavettes et cordon de soudure avec revêtement extérieur, alliage Zn-Al 400 g/m² (Universal STANDARD Ve). Ils sont utilisables pour les réseaux d'adduction d'eau potable, d'irrigation, de défense incendie.

On retrouve également différentes solutions pour calorifuger les canalisations qui doivent généralement être rigides, ce qui est le cas des canalisations en fonte. Le calorifugeage se constitue d'une coquille en mousse en polyuréthane (ISOPAM) qui vient isoler thermiquement la canalisation pour éviter qu'elle gèle, et ce dans le cadre de passage de pont ou de faible couverture de réseau. En complément, il est possible d'adjoindre un cordon chauffant garantissant une parfaite mise hors gel.

2.6.3. Les tuyaux en PVC :

Destiné à l'adduction d'eau potable, le transport de liquide sous pression et l'irrigation, le PVC est composé par 2 grandes familles :

- Le PVC pression à joints noir /gris qui résiste à une pression de 10, 12.5, 16 et 25 bars. Ces tuyaux servent principalement à l'adduction d'eau potable, le transport de liquide sous pression et pour l'irrigation.
- Le PVC Bi-orienté pour lesquels la matière est tressée dans le sens de la longueur et de la circonférence pour faire un maillage procurant des caractéristiques techniques très intéressantes. Ces tuyaux sont généralement bleus ou blancs (à bandes bleues) disponibles pour une pression de 12.5, 16, 20 et 25 bars. Le tuyau PVC sert pour l'adduction d'eau potable ou l'irrigation. [12]



Figure 2.8 : Tube en Pvc

2.7. Les fuites :

Ce sont des pertes physiques de quelques quantités d'eau, mais qui n'empêchent pas le fonctionnement normal du réseau.

Les fuites sont généralement localisées dans les joints, les vannes, les raccords, les points de jonction entre deux éléments ou dans le corps même de la conduite.



Figure 2.9 : fuite d'eau

➤ Cause des fuites :

- Rupture ou mauvaise étanchéité des conduites.
- Joints détériorés ou mal exécutés.
- Corrosion.

- Glissements de terrains.
- Excès de pression.

➤ Effets des fuites :

- Risque de dégradation de la qualité de l'eau suite à l'introduction d'eau polluée. - Perturbation de la circulation suite aux inondations.
- Risque de retour d'eau. [9]

2.7.1. La recherche des fuites :

La recherche des fuites d'eau est destinée à assurer en premier lieu la sauvegarde de la continuité du service de l'eau pour les abonnés;

En deuxième lieu, cette recherche permet de dégager des ressources financières pour améliorer les réseaux de distribution.

Le traitement pour rendre l'eau potable à un coût qui est en grande partie représenté par le prix du mètre cube (l'eau puisée elle-même étant gratuite)

Enfin la recherche des fuites évite de rejeter en pure perte de l'eau provenant d'une ressource de qualité et préserve ainsi le futur.

La consommation en général et plus précisément celle des ménages, est liée à un certain nombre de paramètres dont les principaux sont examinés ci-après.

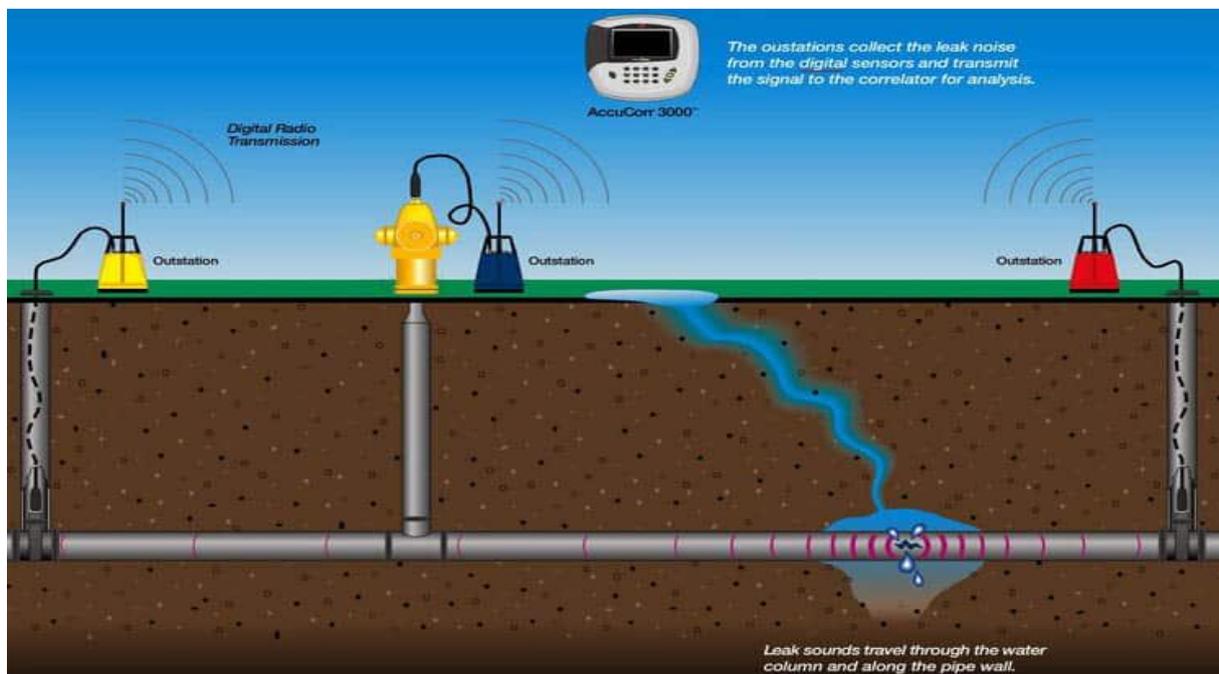


Figure 2.10 : détection des fuites

2.7.2. La Localisation des fuites :

Cette opération est certainement la plus importante, car c'est de cette analyse que va dépendre la recherche.

Localiser consiste à déterminer une branche particulière, un secteur, parfois équipé d'un compteur général. Parfois il peut s'agir d'une boucle dont la longueur peut aller jusqu'à 15 ou 20 kilomètres avec 5 à 10 communes alimentées.

Il n'y a pas de méthode type mais simplement une série de méthodes qui seront décrites dans les paragraphes qui suivent.

2.7.3. L'observation directe

Cette méthode est la plus simple puisque ce sont nos sens qui peuvent nous renseigner. Il n'y a qu'à regarder la photo ci-contre, où le tuyau pirate n'a même pas été enlevé !

Il y a la vision, mais il y a aussi l'ouïe et l'odorat !

Rappelons-nous que toute fuite crée un sifflement ou suivant les cas un "ronflement" caractéristique.

L'eau potable est presque toujours une eau avec un résiduel de chlore de 0.1 mg/L (obligatoire). Suivant le contexte on peut sentir légèrement l'odeur caractéristique dite "eau de javel".

Il y a aussi une "méthode" très importante qui est de sensibiliser les abonnés à appeler au téléphone pour indiquer qu'il y a une fuite. Cela fonctionne encore mais surtout en campagne, car après tout cela coûte encore moins cher que de prendre le tracteur et la tonne à eau pour les bêtes...

2.7.4. Observation chez le particulier

Le cas le plus simple est représenté par une trace d'eau au sol. Il n'y a qu'à corriger le problème !

Les possibilités chez le particulier restent assez bonnes, mais il y a parfois des cas difficiles. La vision instantanée du compteur en rotation (cas des fuites assez importantes) est un révélateur.

Il y a souvent des fuites dans les dalles en béton, avec des tuyaux non gainés, là on entend, mais on ne peut localiser.

Il y a aussi des fuites sur des branches mortes d'installation (souvent vers l'extérieur, vers des annexes)

Lorsqu'il y a des robinets, il est facile d'éliminer telle branche en regardant l'action sur la rotation du compteur. Une baisse de débit/pression peut aussi indiquer une fuite interne à l'habitation.

Pour une certitude de fuite, n'hésitez pas à "coller" votre oreille sur le réservoir de la chasse d'eau ou sur un tuyau. Vous serez surpris d'entendre que vous pouvez savoir s'il y a fuite ou non.

Si vous n'entendez pas bien, et que vous avez un appareil pour mesurer la tension artérielle, n'hésitez pas à utiliser le stéthoscope sur la tuyauterie ou le réservoir de chasse d'eau. C'est presque aussi performant qu'un appareil d'écoute professionnel. (Et en plus c'est écologique).

Une parenthèse suite à une question: "Sifflement en fin de remplissage de la chasse d'eau est-ce normal ?».

C'est tout à fait possible du fait de l'augmentation de la vitesse d'écoulement, mais cela ne doit surtout pas être permanent. Au bout 10 minutes ou un quart d'heure, la chasse d'eau ne devrait plus du tout faire de bruit. Si ce n'est pas le cas vérifiez dans la cuvette s'il n'y aurait pas un écoulement minuscule ! (souvent sans turbulences)

Il n'y a parfois pratiquement aucune rotation visible du compteur et pourtant il y a fuite. A cela plusieurs explications :

- Le compteur est de type volumétrique et il ne tourne pas de façon proportionnelle au débit mais seulement au rythme du remplissage des chambres de mesure, ce qui est un peu différent. Ces compteurs sont capables de compter une goutte toutes les secondes !

- la deuxième possibilité est que la fuite est petite et que le compteur met beaucoup de temps avant de tourner quelque peu.

A ces dernières possibilités, il y a souvent intérêt à laisser plusieurs heures, voire plusieurs dizaines d'heures sans consommations et relever ainsi avant et après le compteur. (On réalise cette opération souvent la nuit car c'est plus simple d'un point de vue pratique).

Le relevé d'un compteur doit prendre en compte tous les chiffres disponibles. Généralement cela va jusqu'au litre et parfois au dixième de litre.

- Pour rappel les chiffres noirs ou blancs d'un compteur d'abonné représentent les M3 et les chiffres rouges les sous-multiples du M3, 100 litres (hectolitres), 10 litres (décalitres), litres, 0.1 litre (décilitres) [13]

2.8. Gestion des réseaux :

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. 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.

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. [15]

2.8.1. 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. [5]

2.9. 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.

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'optimiser les ressources, les capacités de stockage, les pompes ;
- 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

2.10. Indices de performance des réseaux d'AEP :

Dans le domaine de l'alimentation en eau potable on mesure la performance du réseau d'AEP par les indicateurs suivants :

2.10.1. Rendement primaire :

Le rendement primaire (RP) est le rendement le plus simple à calculer, il ne tient pas compte des volumes utilisés non comptabilisés.

$$\text{Rendement primaire (\%)} = \frac{\text{Volume consommé comptabilisé (m}^3\text{)}}{\text{Volume mise en distribution (m}^3\text{)}} * 100 \dots\dots \text{eq (2.4)}$$

2.10.2. Rendement production :

Le rendement « production » est un indicateur important pour la gestion technique d'un réseau d'alimentation en eau potable.

$$\text{Rendement de production (\%)} = \frac{\text{Volume stocké (m}^3\text{)}}{\text{Volume produit (m}^3\text{)}} * 100 \dots\dots\dots\text{eq (2.5)}$$

2.10.3. Indice linéaire des pertes :

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 [17]

$$\text{ILP (m}^3\text{/h/km)} = \left(\frac{\text{Volume mise en distribution} - \text{volume comptabilisé}}{\text{linéaire du réseau} \times 365} \right) / 24 \dots\dots\dots\text{eq (2.6)}$$

Le tableau suivant montre les valeurs limites d'ILP :

Tableau 2.2 : L'état du réseau à partir d'ILP

ILP (m ³ /h/km)	Niveau de pertes	Appréciation
0.06 - 0.25	Faible	Réseau neuf
0.25 - 0.4	Moyen	Bonne maintenabilité
0.4 - 1	Élevé	Faible maintenance
1 - 2	Très élevé	Maintenance très limites
>2	Extrêmes élevés	Non acceptable (rénovation)

2.10.4. 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 (2.7).

$$\text{ILR (rép/km/an)} = \frac{\text{Nombre total annuel de réparation}}{\text{linéaire du réseau}} \dots\dots\dots \text{eq (2.7)}$$

2.11. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons montré les différentes défaillances des réseaux d'eau potable ainsi que quelques solutions techniques permettant le diagnostic des réseaux d'eau potable et principalement résoudre le problème des fuites d'eau

Chapitre III : Présentation De la Zone d'Etude

Chapitre III : Présentation De la Zone d'Etude

3.1. Introduction :

L'étude du milieu physique est nécessaire pour connaître toutes les caractéristiques de la zone d'étude et les facteurs qui influent sur la conception d'un projet d'AEP. Parmi ces facteurs, nous citons : les données relatives à l'agglomération, les données propres au réseau d'alimentation en eau potable, ainsi que la connaissance de la géologie et la topographie du site qui nous permettront de prendre les dispositions nécessaires lors de la réalisation des travaux.

La ville de Houari Boumedienne localité (Mechtat Ain Zitouna), objet de ce travail, est une partie intégrante du groupement urbain de Guelma pour lequel nous allons donner les principales spécificités dans le chapitre.

3.2. Situation géographique :

La commune de Houari Boumedienne se situe à environ 15 km à l'ouest de wilaya de Guelma couvrante une superficie de 482ha Son relief est assez diversifié, composé de monticules boisés au Sud-Est, des terres agricoles au Sud et à l'Ouest, et des commune rocheuses et accidentées au Nord

La commune de Houari Boumedienne est limitée :

- Au Nord par la commune de hammam Debagh.
- A l'Est par la commune de Medjaz Ammar.
- A l'Ouest par la commune de Sellaoua Anouna.
- Au Sud par la commune de Ben Djerrah.

Mechtat Ain Zitouna est une zone semi-rurale se situe à 5km au nord-ouest de la commune de Houari Boumediene couvrante une superficie de 8 ha représente dans la figure 3.1

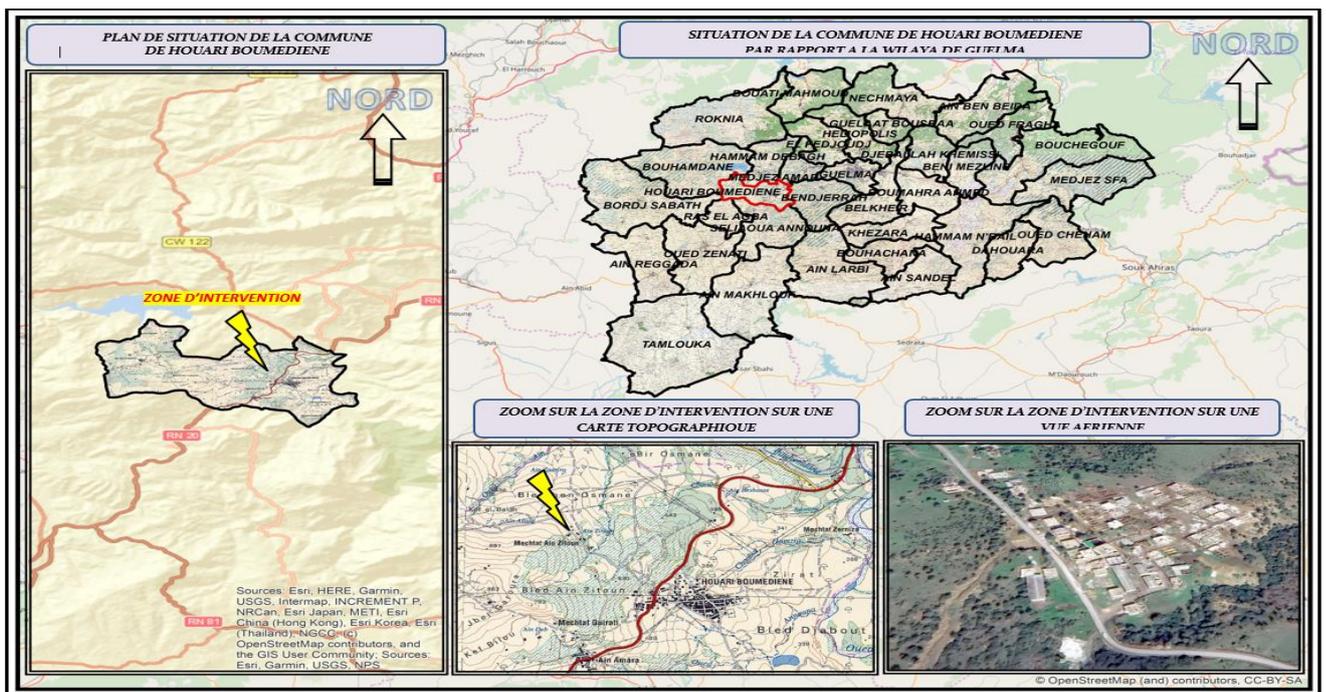


Figure 3.1 : Situation géographique

3. 3. Caractéristiques de la zone d'étude :

3.3.1. Cadre topographique :

La topographie de la localité Ain Zitouna est constituée essentiellement d'un terrain accidenté avec des altitudes variant de 600 à 650 m .L'occupation du sol est à dominance urbaine. (APC2020).



Figure 3.2 : levé topographique Ain Zitouna

3.3.2 Cadre climatique :

Tout comme la wilaya de Guelma, dans son ensemble, la localité Mechtat Ain Zitouna aussi d'un climat subhumide au centre et au Nord et semi-aride vers le Sud.

La saison d'été est très chaude et sèche, allant de juin à septembre. Les contrastes de température sont très exagérés à cause des terrains rocheux qui favorisent l'échauffement diurne et le rayonnement nocturne.

En hiver, le climat est humide et très froid. Sur le plan pluviométrique, les monts de Guelma reçoivent chaque année les plus importantes précipitations dans l'est algérien, ce qui leur permet d'assurer l'alimentation en eau potable d'un certain nombre de ville de la région. Par contre les précipitations diminuent quand on se dirige vers le Sud.

La température qui varie de 4° C en hiver à plus de 35° C en été est en moyenne de 17,3° C.

Quant à la pluviométrie, on enregistre 526 mm / an à la station de Medjez-Ammar.

Cette pluviométrie est enregistrée pendant la saison humide (Octobre –Mai).

3.3.3. Cadre 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 :

$$P_n = P_0 * (1+\alpha)^n \dots\dots\dots \text{eq (3.1)}$$

Où :

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

P_0 est la population de l'année 0 de référence,

α est le taux du croisement de population.

Dans cette étude nous adoptons $\alpha = 3\%$ et $P_0 = 450$ habitant avec dotation = 120 l/j/hab. (DL, 2008), valeurs estimées d'après les statistiques de l'année 2008, L'estimation de la population d'Ain Zitouna basée sur l'équation. (3.1) pour l'état actuel 2020(APC 2020).

Application numérique :

$$P_{2020} = P_{2008} * (1+0.03)^{12} = 450 * (1+0.03)^{12} = 642 \text{ habitant}$$

Tableau 3.1 : récapitulatif de population

Localité	Taux de croisement	Nom hab. actuel	Nom hab. futur
Ain Zitouna	3	450	642

3.4. Estimation des besoins en eau potable :

L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une norme fixe pour chaque catégorie de consommateur. Cette norme unitaire (dotation) est définie comme un rapport entre le débit journalier et l'unité de consommateur (agent, élève, lit, etc.....).

Cette estimation en eau dépend de plusieurs facteurs (de l'évolution de la population, des équipements sanitaires, du niveau de vie de la population, etc.....). Elle diffère aussi d'une période à une autre et d'une agglomération à une autre.

3.4.1. Les besoins domestiques :

L'estimation des besoins domestiques en eau potable dépend de l'accroissement démographique et de l'amélioration du niveau de vie. La consommation moyenne journalière est le produit de la norme unitaire moyenne journalière (dotation) par le nombre de consommateur exprimé en mètre cube par jour :

$$Q_{\text{moy.j}} = \frac{1}{1000} * \text{Dot} * N \text{ hab.} \dots\dots\dots \text{eq (3.2)}$$

Avec : $Q_{moy,j}$: débit moyen journalier en (m^3 / j)

Dot : dotation moyenne en ($l/j/hab.$)

N hab. : nombre d'habitants (hab.)

$$Q_{moy,j} = \frac{642 * 120}{1000}$$

$$Q_{moy,j} = 77.04 \left(m^3 / j \right)$$

3.4.2. Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau de la zone concernée par notre étude sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Type de consommation	Nbre d'élève	Dotation (l/hab/j)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$Q_{moy,j}$ (l/s)
Primaire	265	10	2.65	0.031

3.4.3. Besoins socioculturels :

Type de consommation	Nbre de fidèle	Dotation (l/hab/j)	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$Q_{moy,j}$ (l/s)
Mosquée	300	10	3	0.0347

Les besoins de différentes consommations calculés sont regroupés dans le tableau :

Tableau 3.2 : Récapitulatif des différentes consommations journalières

Désignation	$Q_{moy,j}$ (m^3/j)	$Q_{moy,j}$ (l/s)
domestiques	77.04	0.892
scolaires	2.65	0.031
socioculturels	3	0.0347
La somme	82.69	0.9577

3.4.4. Estimation des pertes :

Par le terme ‘pertes’, il est désigné la quote-part du volume total introduit dans un réseau de distribution et qui ne peut être considéré dans les calculs de bilan (volume mesuré distribué Par rapport au volume mesuré prélevé). Les pertes se composent essentiellement de deux éléments à savoir les pertes administratives et les pertes physiques. → Les pertes administratives concernent surtout :

- Les prélèvements non comptabilisés des branchements domestiques (manque de compteurs)
- Le système de facturation au forfait ;

- Les prélèvements illégaux ;

Les pertes physiques concernent surtout :

Les fuites dans le réseau d'approvisionnement (joints défectueux des raccordements des tuyaux, conduites et robinetterie, réservoirs non étanches, perforation des conduites, etc.) ;
Autres prélèvements non rémunérés comme par exemple, prise pour la lutte contre les incendies prélèvements pour travaux d'inspection et entretien du réseau, rinçage des conduites etc.

Le calcul du besoin en eau à fournir pour satisfaire la demande en eau des différents secteurs se fait en considérant un taux de perte de 20%

Donc : Le Besoin total = 20%. La Demande totale (m³ /j)

$$Q_{\text{pertes}} = Q_{\text{moy},j} * 20\% \dots\dots\dots \text{eq (3.3)}$$

$$Q_{\text{perte}} = 82.69 * 0.2 = 16.54 \text{ (m}^3/\text{j)}$$

$$\text{Le besoin total} = Q_{\text{domestique}} + Q_{\text{équipement}} + Q_{\text{perte}}$$

$$Q_{\text{total}} = 82.69 + 2.65 + 3 + 16.54$$

$$Q_{\text{total}} = 104.88 \text{ (m}^3/\text{j)} = 1.214 \text{ (l/s)}$$

3.5. Etude des variations des débits :

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

- Variations annuelles qui dépendent du niveau de vie de l'agglomération considérée ;
- Variations mensuelles et saisonnières qui dépendent de l'importance de la ville ;
- Variations journalières qui dépendent du jour de la semaine où la consommation est plus Importante au début de la semaine qu'en weekend. En raison de cette irrégularité de Consommation, le débit exigé pour les consommateurs sera déterminé en attribuant au débit Moyen journalier les coefficients d'irrégularité.

3.5.1. Variation de la consommation maximale journalière :

Par rapport à la consommation moyenne journalière déterminée, nous pouvons mettre en évidence un rapport nous indiquant de combien de fois la consommation maximale dépassera la moyenne de consommation.

Ce rapport est désigné sous le terme de coefficient d'irrégularité journalière maximum $K_{\text{max},j}$

$$Q_{\text{max},j} = Q_{\text{moy},j} * k_{\text{max},j} \dots\dots\dots \text{eq (3.4)}$$

Avec :

$Q_{\text{max},j}$: Débit maximum journalier en (m³/j) ;

$Q_{\text{moy},j}$: Débit moyen journalier en (m³/j) ;

$k_{\text{max},j}$: Facteur de point journalier varié entre 1.2 et 1.5.

Pour notre cas on prend 1.3

$$AN : Q_{max,j} = 104.88 * 1.3 = 136.344 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

$$= 1.5781 \text{ (l/s)}$$

3.5.2. Variation de la consommation horaire :

$$Q_{max,h} = k_{max,H} * \left(\frac{Q_{max,j}}{24} \right) \dots\dots\dots \text{eq (3.5)}$$

Avec :

$k_{max,H}$; Coefficient d'irrégularité horaire maximal

$$k_{max,H} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots \text{eq (3.6)}$$

α_{max} : tient compte des conditions locales comme le degré du confort des maisons ainsi que le régime de travail, elle est comprise entre $1.2 < \alpha_{max} < 1.4$, pour notre cas, il a été adopté un Coefficient : $\alpha_{max} = 1.3$.

β_{max} est une fonction étroite du nombre d'habitant de la ville, comme ressortie sur le tableau ci-dessous.

Tableau3.3: Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Pour notre projet on prend $\beta_{max} = 2$

Donc :

$$k_{max,H} = 1.3 * 2 = 2.6$$

$$Q_{max,h} = (136.344 / 24) * 2.6 = 14.771 \text{ (m}^3\text{/h)}$$

$$= 0.0041031 \text{ (m}^3\text{/s)}$$

$$= 4.1031 \text{ (l/s)}$$

N'oublier pas le débit d'incendie $Q_{incendie} = 17 \text{ (l/s)}$

Donc :

$$Q_{max,h} = 4.1031 + 17 = 21.1031 \text{ (l/s)}$$

3.6. Détermination des débits de dimensionnement :

3.6.1. Débits spécifiques :

C'est le rapport entre les débits pointe et la somme des longueurs des tronçons

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pte}}{\sum l_i} \dots\dots\dots \text{eq (3.7)}$$

$$\sum l_i = 1139.4776 \text{ m}$$

$$Q_{sp} = \frac{21.1031}{1139.4776}$$

$$Q_{sp}=0.01852 \text{ (l/s)}$$

3.6.2. Débits routes :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \text{ (l/s)} \dots\dots\dots\text{eq (3.8)}$$

tronçons	longueur	Qr
R_1	100	1,852
1_2	9,76	0,1807552
2_3	17,93	0,3320636
3_4	88,65	1,641798
4_5	64,1	1,187132
5_6	59,1	1,094532
6_7	64,1	1,187132
7_8	19,72	0,3652144
8_9	30,31	0,5613412
8_4	38,94	0,7211688
9_10	103,53	1,9173756
7_11	94,58	1,7516216
11_12	41,82	0,7745064
11_13	75,32	1,3949264
3_14	36,74	0,6804248
14_9	71,25	1,31955
14_15	108,84	2,0157168
15_16	47,1	0,872292
15_17	67,6876	1,25357435
somme	1139,4776	21,1031252

3.6.3. Débits aux nœuds

Le débit nodal au niveau d'un nœud est la somme des débits routes entrants et sortants divisé par deux.

$$Q_n = \sum Q_{ri} \times 0.50 \dots\dots\dots\text{eq (3.9)}$$

Avec :

- **Q_n** : Débit nodal en (l/s) ;
- **Q_r** : débit route propre à chaque nœud (l/s).

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau, dressé ci-après :

Nœud	tronçons	Qr	Qn
1	R_1	1,852	1,0163776
	1_2	0,1807552	
2	1_2	0,1807552	0,2564094
	2_3	0,3320636	
3	2_3	0,3320636	1,3271432
	3_14	0,6804248	
	3_4	1,641798	
4	3_4	1,641798	1,7750494
	4_5	1,187132	
	4_8	0,7211688	
5	4_5	1,187132	1,140832
	5_6	1,094532	
6	5_6	1,094532	1,140832
	6_7	1,187132	
7	7_8	0,3652144	1,058418
	7_11	1,7516216	
8	8_7	0,3652144	0,4632778
	8_9	0,5613412	
9	9_8	0,5613412	1,8991334
	9_10	1,9173756	
	9_14	1,31955	
10	9_10	1,9173756	0,9586878
11	7_11	1,7516216	1,9605272
	11_12	0,7745064	
	11_13	1,3949264	
12	11_12	0,7745064	0,3872532
13	11_13	1,3949264	0,6974632
14	14_9	1,31955	2,0078458
	14_15	2,0157168	
	14_3	0,6804248	
15	14_15	2,0157168	2,07079158
	15_16	0,872292	
	15_17	1,25357435	
16	15_16	0,872292	0,436146
17	15_17	1,25357435	0,62678718

3.6.4. Les conduites :

Les caractéristiques des conduites sont présentées dans le tableau ci-après :

Tuyaux	Diamètre	Longueur	Matière
1	63	100	PEHD
2	63	9.76	PEHD
3	63	17.63	PEHD
4	63	88.65	PEHD
5	40	64.10	PVC
6	40	59.10	PVC
7	40	64.58	PVC
8	63	94.58	PEHD
9	63	75.32	PEHD
10	63	41.82	PEHD
11	63	36.74	PEHD
12	63	71.25	PEHD
13	63	30.31	PEHD
14	63	38.94	PEHD
15	63	19.72	PEHD
16	63	103.53	PEHD
17	63	108.84	PEHD
18	63	41.7	PEHD
19	63	67.6876	PEHD

Chapitre IV : Présentation Des Logiciels Et Evaluation :

Chapitre IV : Présentation Des Logiciels Et Evaluation :

4.1. Introduction :

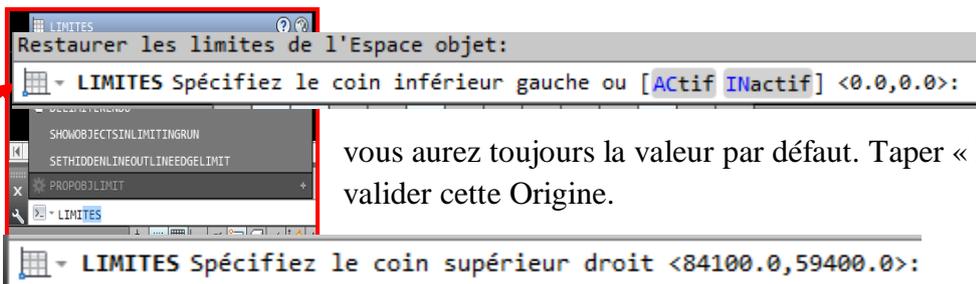
Dans ce chapitre, nous allons expliquer la démarche pour avoir le réseau d'AEP de la zone Mechtat Ain Zitouna sous différents logiciels ainsi de faire une description de son état en vérifiant sa performance par la simulation avec l'Epanet après on va proposer des solutions pour les cas défavorables.

4.2. Présentation du logiciel AutoCAD :

Les méthodes proposées concernent l'élaboration d'un schéma. Excepté dans les bureaux qui utilisent encore AutoCAD pour leurs plans, le projet se fera en 3D avec les unités adéquates. Vous trouverez quelques informations concernant les tracés cotés en fin de cours mais pour être convaincus de l'importance de la 3D.

4.2.1 Les étapes d'utilisation d'AutoCAD :

- **Définir sa feuille** : taper « LIMITES » dans la ligne de commande en bas de l'écran puis « Entrée ».



Entre chevrons, vous aurez toujours la valeur par défaut. Taper « Entrée » pour valider cette Origine.

Ici, rentrer 420,297 puis « Entrée » pour avoir un format type A3 mais c'est surtout la proportion qui est importante. Noter l'importance du respect de la syntaxe : il faut bien séparer le x du y par une virgule, en dessous du point d'interrogation. Le point étant réservé à la séparation des décimales.

Pour voir votre feuille dans l'écran, dans l'onglet « Vue », choisir l'icône « Tout ». Quand vous déplacez maintenant votre curseur dans l'écran, les coordonnées évoluent bien

entre les valeurs précédemment rentrées.

- **Les outils** : fonctions en bas à gauche

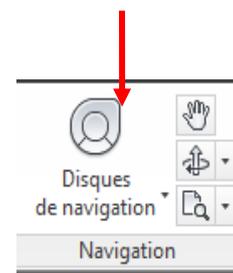
Rend actif l'accrochage aux objets (F3)

(Choix des modes d'accrochage en cliquant droit)

Rend visible ou non la grille (F7)

(Choix des paramètres en cliquant droit)

Rend actif ou non le mode ortho (F8)



Résolution (F9) : le curseur s'accroche sur une grille : clic droit puis « paramètres » pour définir les espaces

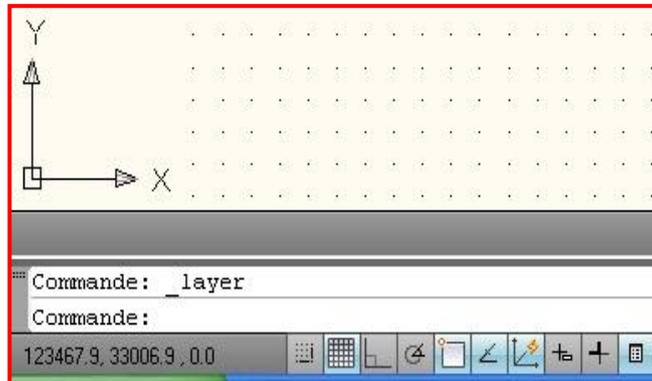


Figure (4.1) : la définition des espaces

➤ Définir sa grille et sa résolution :

Il sera beaucoup plus facile de dessiner de manière homogène et harmonieuse si on place les équipements sur une grille. Les réseaux seront de fait espacés de la même distance.

Cliquer droit sur l'icône Résolution  ou Grille  vus précédemment puis « Paramètres ». La fenêtre de paramétrage apparaît. Mettre tous les 10 par exemple pour la résolution et tous les 20 pour la grille.

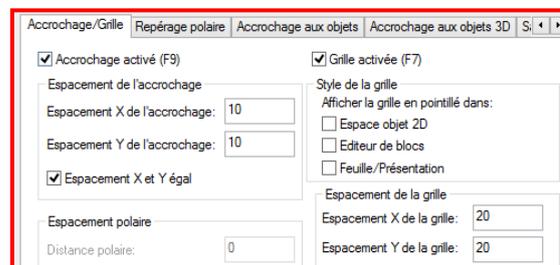


Figure (4.2) : La fenêtre de paramétrage apparaît

La résolution capte le curseur en demande de point avec F9 activé (Icône bleuté). La grille (Mode F7 activé) n'est qu'une visualisation.

Le paramétrage de la grille et de la résolution peut être changé à tout moment si vous voulez affiner votre dessin.

- **Les menus fondamentaux** : Onglet « Début » pour dessiner et modifier.
- **Dessin** : cliquez sur ligne : d'autres choix-vous sont proposés ici, les choix sont nombreux. Penser à « Polygone » en entrant le nombre de cotés désiré.
- **Modifier** : cliquez sur la flèche tournée vers le bas pour faire apparaître les autres fonctions proposées

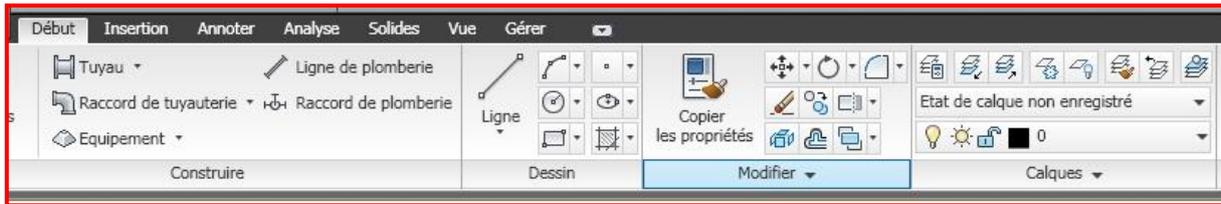
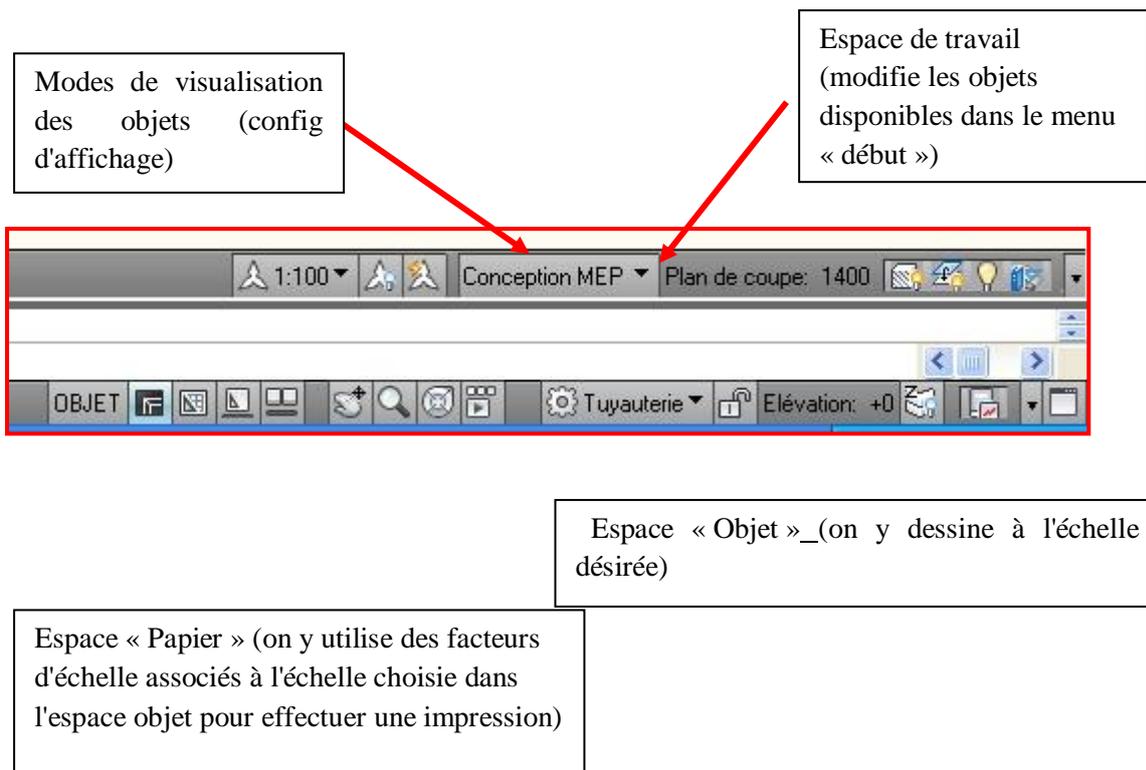


Figure (4.3) : Le paramétrage de la grille

- **Calques :** cliquez sur l'icône en haut à gauche : la fenêtre de gestion des calques apparaît
Fonctions en bas à droite :



- **La sélection d'objets par une fenêtre :**

Sélectionner des objets est impératif pour les déplacer ou les modifier. Pour sélectionner le plus rapidement possible, il existe une différence quand on trace la fenêtre de sélection.

- **De gauche à droite :** sélectionne ce qui est entièrement dans la fenêtre bleue.
- **De droite à gauche :** sélectionne ce qui est en partie ou entièrement dans la fenêtre appelée « fenêtre capture » (verte)

Normalement, il suffit de sélectionner d'autres objets pour les ajouter à la sélection mais si vous voulez en enlever, sélectionner l'objet à désélectionner en maintenant la touche MAJ appuyée.

- **Important :** pour travailler vite, préférer la sélection par les fenêtres, ne jamais sélectionner en visant.

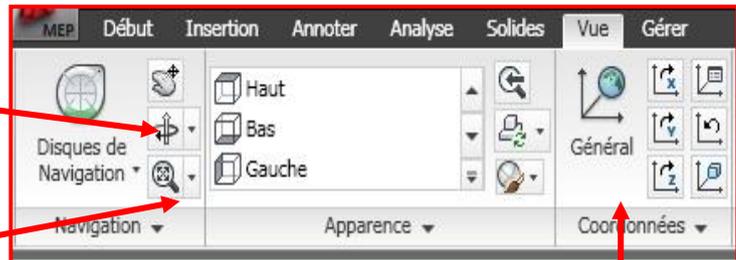
Rappel : pour sortir d'une fonction, utiliser la touche ESC

➤ Les vues disponibles et le changement de repères : on à alors :

➤ **Orbite libre** : permet de faire

tourner l'objet
3D

Vues : fonctions disponibles
en Cliquant sur la flèche de
gauche



SCU : changement de repère (Système de
coordonnées Universelles) et retour au
général.

➤ **Les petites astuces** :_Attention : primordial

ESC : si la ligne de commande est en demande et que vous appelez une fonction type zoom ou que vous voulez sélectionner un objet

F3 : Mode accrochage aux objets

F7 : Grille

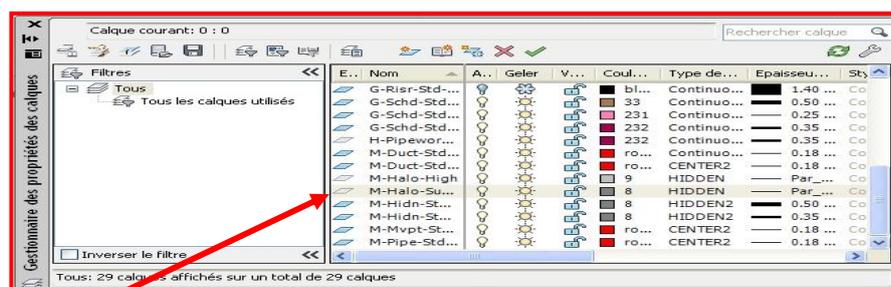
F8 : Mode ortho (permet de ne faire que des horizontales ou verticales)

F9 : Résolution (permet de ne déplacer le curseur que sur une grille (possibilité de définir des écarts différents que pour la grille).

La Fonction « **PEDIT** » permet d'accéder aux options des poly lignes.

Pour le paramétrage de ces fonctions, cf « les outils » plus haut.

➤ **Les calques** : Attention : primordial, c'est la base du travail sur Autocad



➤ **Figure (4.4)** : création d'un nouveau calque

Cliquez droit ici pour pouvoir créer un nouveau calque dont vous pourrez définir le nom, la couleur, le trait et que vous pourrez rendre actif ou bloquer.

Remarque : On peut définir autant de calques que désirés, avec la couleur de son choix.

Les objets dont la couleur est « du calque » verront leur couleur changer si on applique une autre couleur au calque.

➤ **Les propriétés :**

Sélectionner l'objet + cliquez droit (une fenêtre de dialogue apparaît) + Propriétés :

une fenêtre de dialogue apparaît.

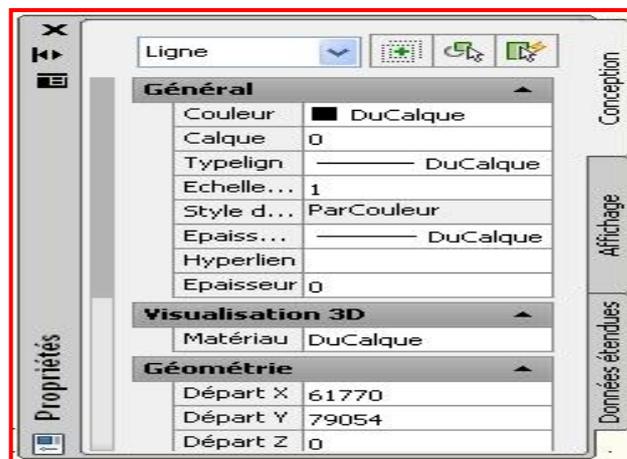


Figure (4.5) : fenêtre de Propriétés

Remarque : si vous cliquez droit sans avoir sélectionné un objet, la fenêtre « Propriétés » que vous appelez donnera la configuration active actuelle : couleur du tracé, calque actif, ...

- **Elaborer son dessin :** toujours dessiner dans l'espace Objet (Modèle) Pour dessiner, il existe plein d'outils essentiels. Dans l'ordre d'importance :
- Le mode ortho** (touche F8 ou icône en bas à gauche) : permet de ne tracer que des horizontales ou verticales (ou sur l'axe z en 3D : essentiel pour les tuyauteries),
 - Le mode accroche objet** (touche F3 ou icône en bas à gauche + paramètres) : ne jamais dessiner sur AutoCAD sans utiliser l'accroche objet qui relativise les coordonnées d'un objet par rapport aux autres,
 - Ajuster et prolonger** (dans sous menu modifier) : permet de couper un objet (trait ou autre) délimité par un trait. Permet de prolonger un trait jusqu'à un objet. Idéal pour nettoyer un dessin.

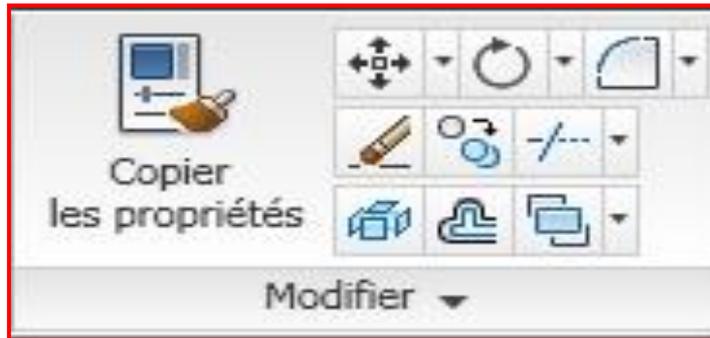


Figure (4.6) : menu modifier

- d. **Epaissir ses traits** : si vous tracez des lignes, elles ne peuvent être épaissies, c'est l'apanage des poly lignes. A n'importe quel instant, vous pouvez modifier une ligne en polyligne. Choisir poly ligne, tracer une succession de segments. La ligne de dialogue vous offre des options. Tapez LA puis entrée. Entrez une valeur puis entrée. La largeur de la polyligne est modifiée. Fonction facilement copiable à d'autres poly lignes avec le pinceau. Rappeler les options du tracé des poly lignes avec la fonction PEDIT
- e. **Etirer** : votre schéma vous paraît trop petit et il faut le reconfigurer, pensez à la fonction « Etirer ». Les objets à déplacer doivent être sélectionnés par une fenêtre type capture « de droite à gauche ». Les objets se déplacent mais les connexions avec les objets extérieurs restent.

- **Possibilité d'imprimer directement votre dessin Objet** : En cliquant sur l'icône précédent et en choisissant Imprimer, sélectionner l'imprimante, le format, et fenêtre parmi les choix étendu, affichage, ... AutoCAD vous permet alors de sélectionner la partie ou le dessin que vous désirez imprimer par une fenêtre. En ajustant l'échelle au format, vous pouvez trouver une échelle appropriée et repositionner votre dessin.
- **Essentiel** : En choisissant d'imprimer votre dessin sur un fichier PDF (« DWG to PDF »), vous verrez des traits qui ne correspondent ni en couleur non en épaisseur aux traits vus à l'écran. Normal : AutoCAD prend en compte des styles de traits prédéfinis : pour ne pas en tenir compte, faites « A »+ « Imprimer »+ « Mise en page »+ « Nouvelle configuration » + « OK » + Choisir la feuille, le fenêtre, etc., et surtout décocher « Style de trait » pour qu'AutoCAD prenne en compte les caractéristiques des traits du dessin. Refaire ensuite la manip en choisissant « Tracer » et en sélectionnant la configuration préalablement définie.

f. Utiliser les palettes d'outils:

Très simple d'utilisation surtout pour les schémas hydrauliques et autres, ces palettes permettent de stocker sous forme visuelle des éléments que vous aurez fabriqués voir que vous aurez transformé en bloc. Cliquer droit sur le bandeau du haut et sélectionner « Afficher le groupe de

palettes ». Une fenêtre s'ouvre avec les palettes existantes. Cliquer droit et choisissez « Nouvelle Palette ». Donnez un nom puis « Entrée ».

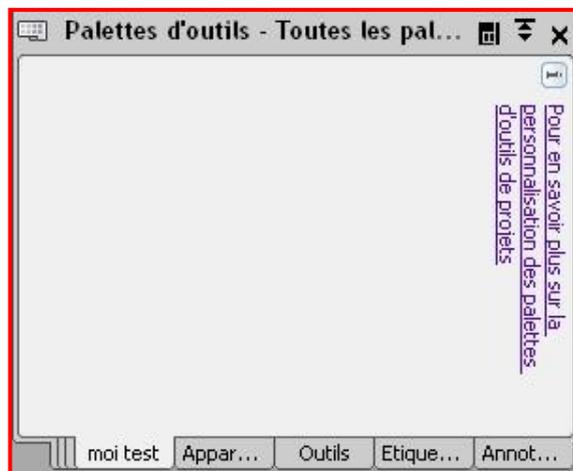


Figure (4.7) : les palettes d'outils

4.3. Présentation d'Epanet :

3.3.1. Historique :

Le 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. Depuis 1993, le logiciel est disponible gratuitement pour tous les bureaux d'études et les sociétés d'affermage qui souhaitent l'utiliser.

Afin d'augmenter la convivialité du logiciel pour les sociétés francophones, la Compagnie Générale des Eaux a financé la version française sur laquelle j'ai travaillé tout au long de mon stage. Enfin, le logiciel a connu des améliorations depuis sa création. La dernière version date de l'année 2001.

4.3.2. Potentialités du logiciel :

Le logiciel Epanet est un logiciel de simulation du comportement hydraulique et qualitatif de l'eau dans les réseaux d'eau potable. Un réseau d'eau potable sur un logiciel se définit par des tuyaux (tronçons sur le logiciel), des nœuds (intersection de deux tuyaux et extrémité d'une antenne) mais également d'autres organes (réservoirs, pompes, clapets, différents types de vannes,...).

Le logiciel permet de calculer le débit parcourant chaque tuyau, la pression à chacun des nœuds mais également le niveau de l'eau à n'importe quel moment de la journée et quelle que soit la période de l'année où on se situe. Le moteur de calcul hydraulique intégré permet de traiter des réseaux de taille illimitée. Il dispose de plusieurs formules de calcul de pertes de charges (voir paragraphe suivant), il inclut les différentes pertes de charge singulières et modélise les pompes à vitesse fixe et variable. En résumé, le logiciel présente tous les outils pour remplir les objectifs suivants :

- Régulation des pressions dans le réseau
- Détection des zones de fonctionnement déficitaire
- Dimensionnement de réseaux
- Amélioration de la gestion des équipements d'eau

Le logiciel EPANET contient un moteur de calcul hydraulique moderne ayant les caractéristiques suivantes:

- La taille du réseau étudié est illimitée.
- Pour calculer les pertes de charge dues à la friction, il dispose des formules de Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, et Chezy Manning. Ces formules sont laissées au choix de l'utilisateur;
- Il inclut les pertes de charge singulières aux coudes, aux tés, etc.
- Il peut modéliser des pompes à vitesse fixe ou variable.
- Il peut calculer l'énergie consommée par une pompe et son coût
- Il peut modéliser différents types de vannes, comme des clapets anti-retour, des vannes de contrôle de pression ou débit, des vannes d'arrêt, etc.

- Les réservoirs peuvent avoir des formes variées (le diamètre peut varier avec la hauteur).
- Il peut y avoir différentes catégories de demandes aux nœuds, chacune avec une caractéristique propre.
- Il peut modéliser des consommations dépendantes de la pression (buses par exemple).

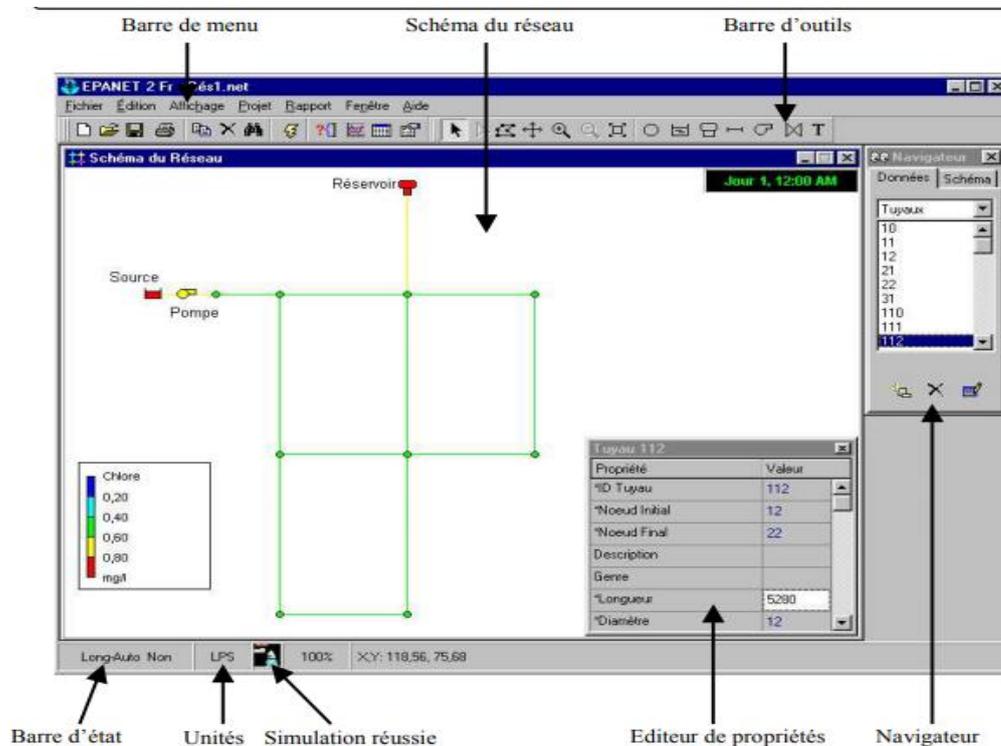


Figure (4.8) : interface de l'Epanet

	Crée un nouveau projet EPANET		Permet la sélection d'un objet dans le schéma
	Ouvre un projet existant		Permet la sélection des sommets du tracé sur le schéma
	Enregistre le projet actuel		Permet la sélection d'une région limitée dans le schéma
	Imprime la fenêtre actuelle		Déplace le schéma du réseau
	Copie le contenu de la fenêtre actuellement active dans le presse-papiers ou dans un fichier		Permet de voir le schéma de plus près
	Efface l'objet sélectionné		Permet de voir le schéma de plus loin
	Localise un objet dans le réseau		Redessine la carte en pleine échelle
	Exécute une simulation		Ajoute un nœud de demande au schéma du réseau
	Cherche des éléments dans le réseau qui répondent à des critères spécifiques		Ajoute une bache au schéma du réseau
	Reproduit graphiquement les résultats dans une nouvelle fenêtre		Ajoute un réservoir au schéma
	Reproduit un nouveau tableau des valeurs numériques des résultats		Ajoute un tuyau au schéma
	Définit les options pour la visualisation du schéma, du rapport, du graphique ou du tableau actuellement actif		Ajoute une pompe au schéma
			Ajoute une vanne de régulation au schéma
			Ajoute une étiquette au schéma

Figure (4.9) : présentation de la barre d'outils

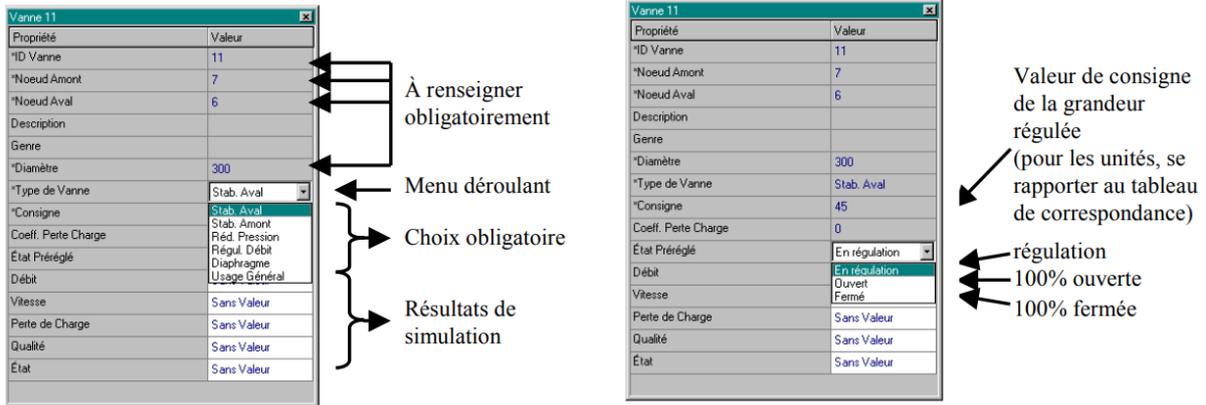


Figure (4.10) : exemple de paramètre de fonctionnement particulier

4.3.3. Principes hydrauliques régissant les calculs du logiciel :

➤ Les lois de base du calcul :

Les lois des nœuds et la loi des mailles constituent la base du calcul hydraulique. La loi des nœuds affirme que le débit entrant dans un nœud est quoiqu’il arrive égal au débit sortant de ce nœud et ce quelque soit le nombre d’entrées et de sorties dans ce nœud. La loi des mailles dit, quant à elle, que la différence de charges ΔH (égale à la somme de la pression et de la cote au sol au point considéré) entre deux nœuds est égale à la perte de charge entre ces nœuds.

Cependant, pour pouvoir obtenir les charges et débits pour chaque nœud et chaque tronçon, il est nécessaire que certains débits et certaines charges soient préalablement connus. Il s’agit des nœuds à charge fixée (réservoirs, baches) qui imposent la charge de départ et ainsi permet le calcul de la charge à chaque nœud de proche en proche.

Il s’agit aussi des nœuds à débit fixé (définition des demandes à chaque nœud) qui permettent de connaître les débits dans les tronçons satisfaisants cette demande. Enfin, l’écoulement se fait du nœud ayant la charge la plus élevée vers le nœud ayant un potentiel de charge moins important. Le calcul des débits et des charges est lié et ne peut se faire indépendamment. Dès lors, il est nécessaire de connaître l’une ou l’autre des données à chaque nœud pour permettre l’aboutissement du calcul

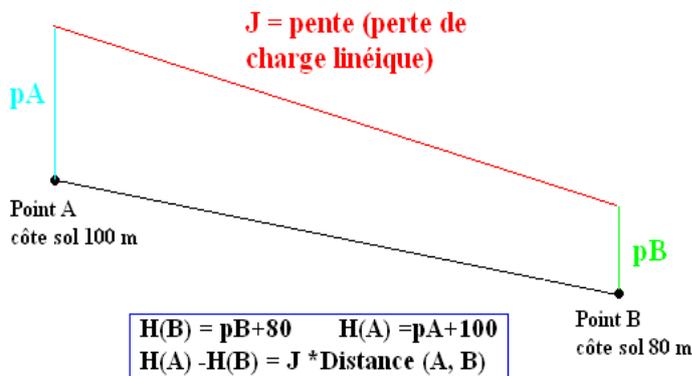


Figure (3.22) : Schéma illustratif de la loi des mailles dans un réseau d'eau potable

➤ **Le calcul des pertes de charge linéaires :**

Le calcul des pertes de charges linéaires sur le logiciel peut se faire par le biais de trois formules différentes (Hazen-Williams, Darcy-Weisbach, Chezy-Manning).

La formule de Hazen-Williams est fortement utilisée aux Etats-Unis et présente la particularité de n'être utilisable que pour l'eau et de n'avoir été développée à la base que pour les écoulements turbulents.

La formule de Chezy-Manning est plus souvent utilisée pour les canaux à découvert et pour les grands diamètres. J'ai choisi d'utiliser la formule de Darcy Weisbach qui est la plus utilisée en Europe et qui traite les écoulements de tout type et pour tout liquide.

$$h = A * q^B$$

Avec :

h : la perte charge en unités de longueur,

A : le coefficient de résistance,

Q : le débit

B : l'exposant du débit.

Les coefficients A et B varient suivant les formules. Pour la formule de Darcy Weisbach,

$$A = 0,0827 * f(\epsilon, d, q) * d^{-5} * L$$

Avec :

L : longueur en m du tronçon,

D : diamètre du tuyau en m,

Q : débit en m³ /s

ϵ : coefficient de rugosité de la conduite en m.

La rugosité correspond à la hauteur des aspérités à la surface de la paroi intérieure d'une canalisation. Plus cette rugosité est importante, plus la perte de charge croît. La rugosité, représentative de l'état intérieur d'une conduite, croît selon la nature de la canalisation et avec l'âge de la canalisation.

➤ **Le calcul des pertes de charges singulières :**

Les pertes de charges singulières représentent la présence ponctuelle d'un obstacle à l'écoulement (vanne partiellement ou totalement ouverte, coude, té ou obstacle non identifié).

La formule utilisée est la suivante :

$$H = \lambda * v^2 / 2g$$

Avec :

V : vitesse de l'écoulement en m/s,

Λ : coefficient de perte de charges singulières

G : l'accélération de la pesanteur en(m.s⁻²) .

Le coefficient λ définit la nature de l'obstacle.

4.3.4. Spécificités du logiciel :

Le logiciel possède les mêmes fonctionnalités et possibilités que les autres logiciels de modélisation des réseaux d'eau potable tels Porteau ou Piccolo. Il présente une convivialité au niveau de son interface qui permet de le rendre assez facilement accessible. Cependant, une formation était nécessaire pour ne pas tomber dans le piège représenté par cette facilité de manipulation des éléments d'Epanet.

On peut également travailler un réseau saisi sur Epanet avec le logiciel Porteau grâce à une passerelle permettant le transfert des fichiers. En termes de calcul, Epanet présente quelques particularités. Par exemple, sur le logiciel Piccolo, il est possible de demander au logiciel de revoir une demande à la baisse tandis que sur Epanet, une demande est toujours desservie à 100%. Dès lors, lorsqu'on obtient des pressions négatives sur un nœud, ceci signifie que la demande n'est pas satisfaite.

4.3.5. Les étapes de l'utilisation d'Epanet :

Pour modéliser notre système de distribution d'eau, nous avons suivi les étapes suivantes:

- **Dessin du réseau représentant le système de distribution à l'aide d'un fond d'écran. :**

Epanet peut afficher un fond d'écran derrière le schéma du réseau. Le fond d'écran peut être une carte routière, un plan de services publics, une carte topographique, un plan d'aménagement du territoire ou n'importe quel autre dessin. Il doit être un méta fichier amélioré ou un bitmap créé hors EPANET. Ainsi, une fois importé il ne peut être modifié.

Pour l'ajout des tuyaux au réseau, nous avons procédé comme suit:

- avec srip32 couper le schéma AUTOCAD du réseau et l'enregistrer sous format bitmap.
- Ouvrir Epanet ensuite sélectionner affichage» Fond d'écran» importer et choisir le fichier enregistré.
- les éléments du réseau (nœuds, conduites, vannes etc.) sont ajoutés directement sur le plan constituant le fond d'écran.
- **les nœuds :** Les données introduites pour chaque nœud sont l'altitude et la demande de base
- **les conduites :** La longueur en mètres, le diamètre en millimètres et la rugosité sont les données introduites pour chaque conduite. Les longueurs peuvent être majorées de 10 % pour tenir compte des pertes de charge singulières.
- **La bêche :** La bêche est un réservoir circulaire et semi enterré à grande capacité. Elle est alimentée par gravité.

- **Les réservoirs :** Les réservoirs sont constitués du réservoir de tête et des réservoirs d'équilibre. Les données à insérer sont:
 - la côte du radier
 - le niveau initial
 - le niveau minimal
 - le niveau maximal
 - le rayon (forme circulaire)
- **Les vannes :** Leurs principaux paramètres d'entrée sont: les nœuds d'entrée et de sortie, le diamètre, la consigne de fonctionnement et l'état de la vanne.

4.3.6. Sélection des options de simulation :

- **La courbe de modulation ou variation de la consommation :**

La détermination des pointes de consommation s'avère d'une grande importance dans le dimensionnement des réseaux de distribution ou dans la détermination de la capacité de la station de pompage. La consommation varie selon les heures du jour, au rythme des activités urbaines. Dans nos villes, le minimum se situe entre 20 et 3 heures du matin. Le maximum se situe généralement entre 6 heures et 8 heures. Nous avons fourni trois types de courbes de modulation.

- **Les Formule de Darcy -Weisbach :**

Les chercheurs Darcy et Weisbach ont proposé des équations qui permettent de déterminer, la résistance, les pertes de charge, la vitesse et le débit dans les conduites d'eau potable.

- **Le débit :** Selon Darcy -Weisbach nous avons l'expression suivante:

$$Q = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \sqrt{\frac{8g \cdot R_h \cdot S}{f}}$$

Avec :

f: facteur de frottement, [sans dimension]

Q : débit dans la conduite

Rh : rayon hydraulique

S : perte de charge par unité de longueur (gradient hydraulique).

g : accélération de la pesanteur

Le rayon hydraulique: c'est le rapport de la section de l'écoulement de la conduite sur le périmètre mouillé.

➤ **Détermination du facteur de frottement :**

Pour déterminer le facteur de frottement on peut utiliser:

➤ **Le diagramme de Moody :** Si le régime d'écoulement est laminaire dans ce cas:

$$f = \frac{64}{Re}$$

Cependant si nous sommes en présence d'un régime turbulent, dans ce cas on utilise le diagramme de Moody, la formule de White - Colebrooke et d'autres formules approchées.

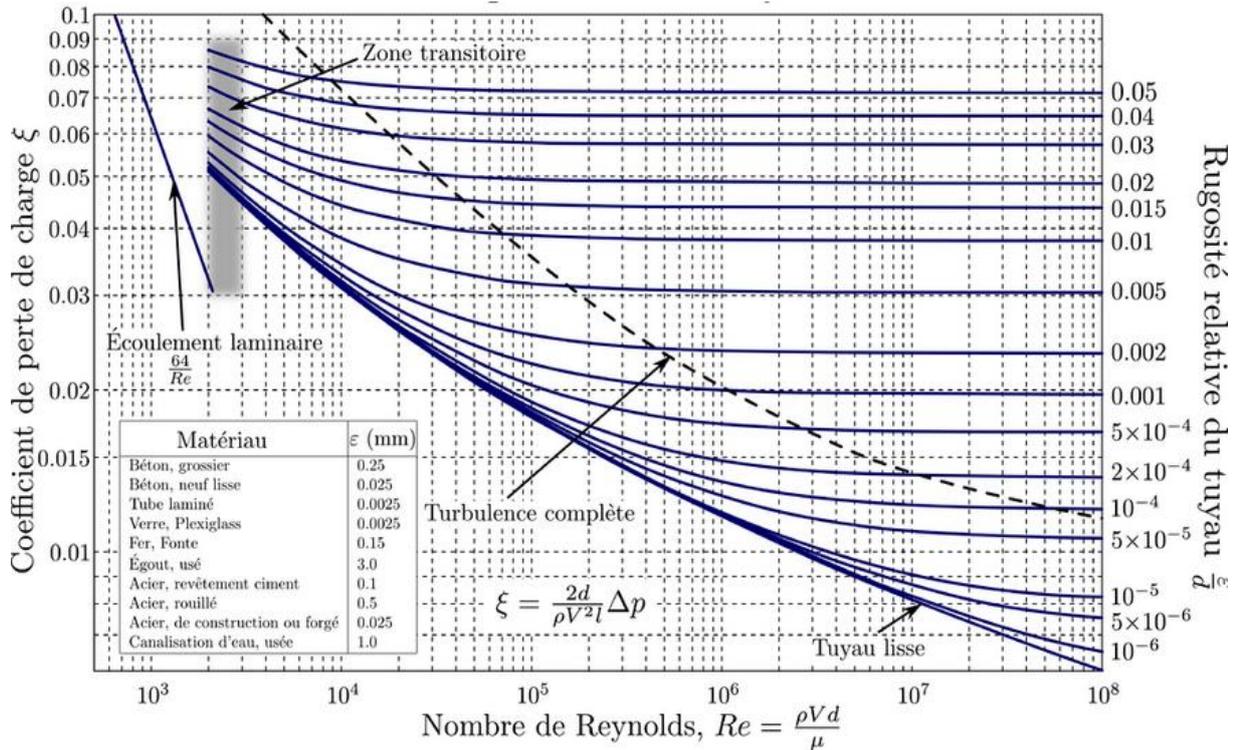


Figure (4.11) : diagramme de MOODY

➤ **La formule de White -Colebrooke :** La formule de White -Colebrooke est utilisée pour calculer la partie turbulente du diagramme de Moody.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left(\frac{\epsilon}{3,7d} + \frac{2,51}{R * \sqrt{f}} \right)$$

4.4. Affichage du réseau sur EPANET :

4.4.1. Résultat de la simulation :

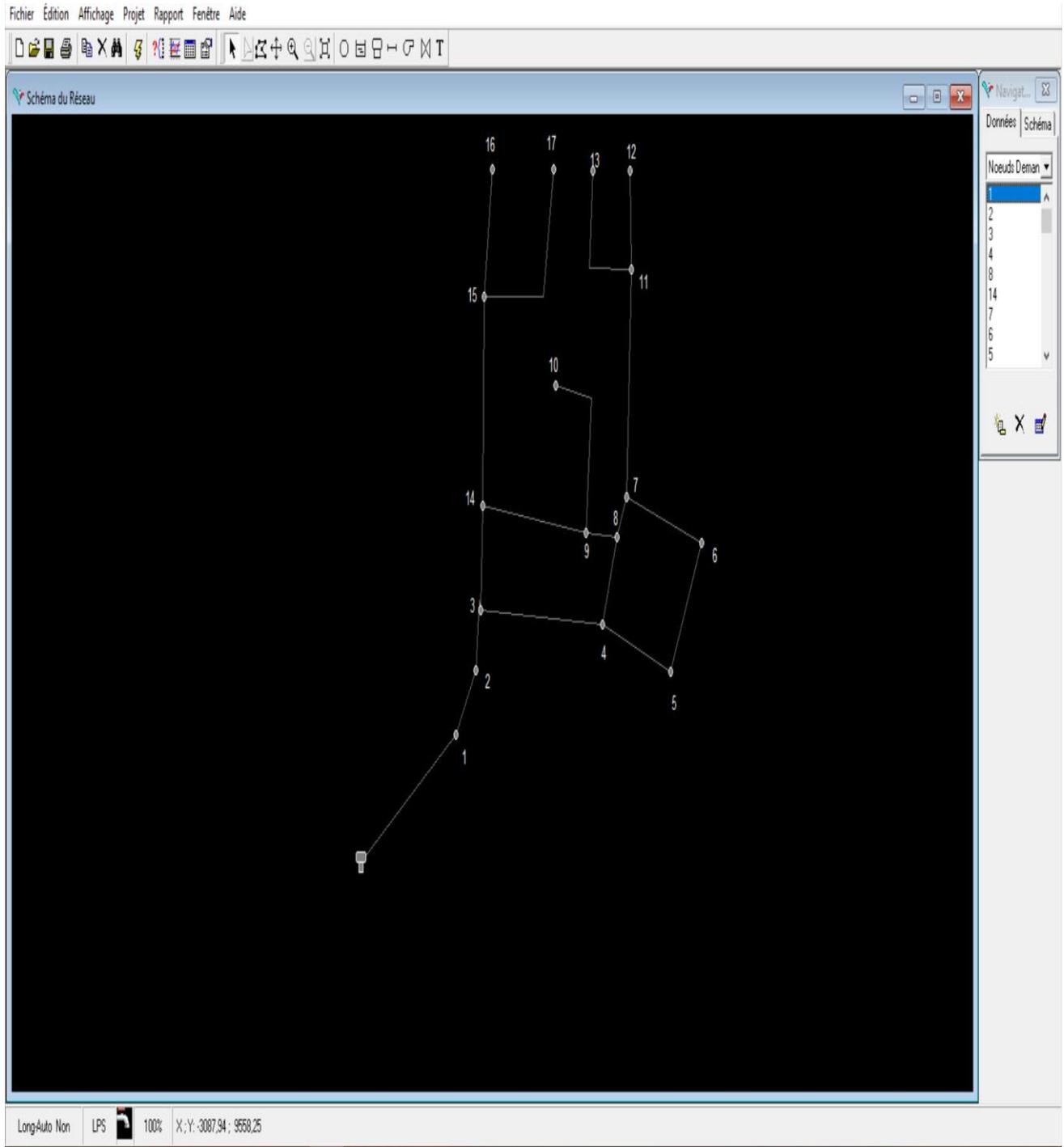


Figure (4.12) : représentation du réseau avant la simulation

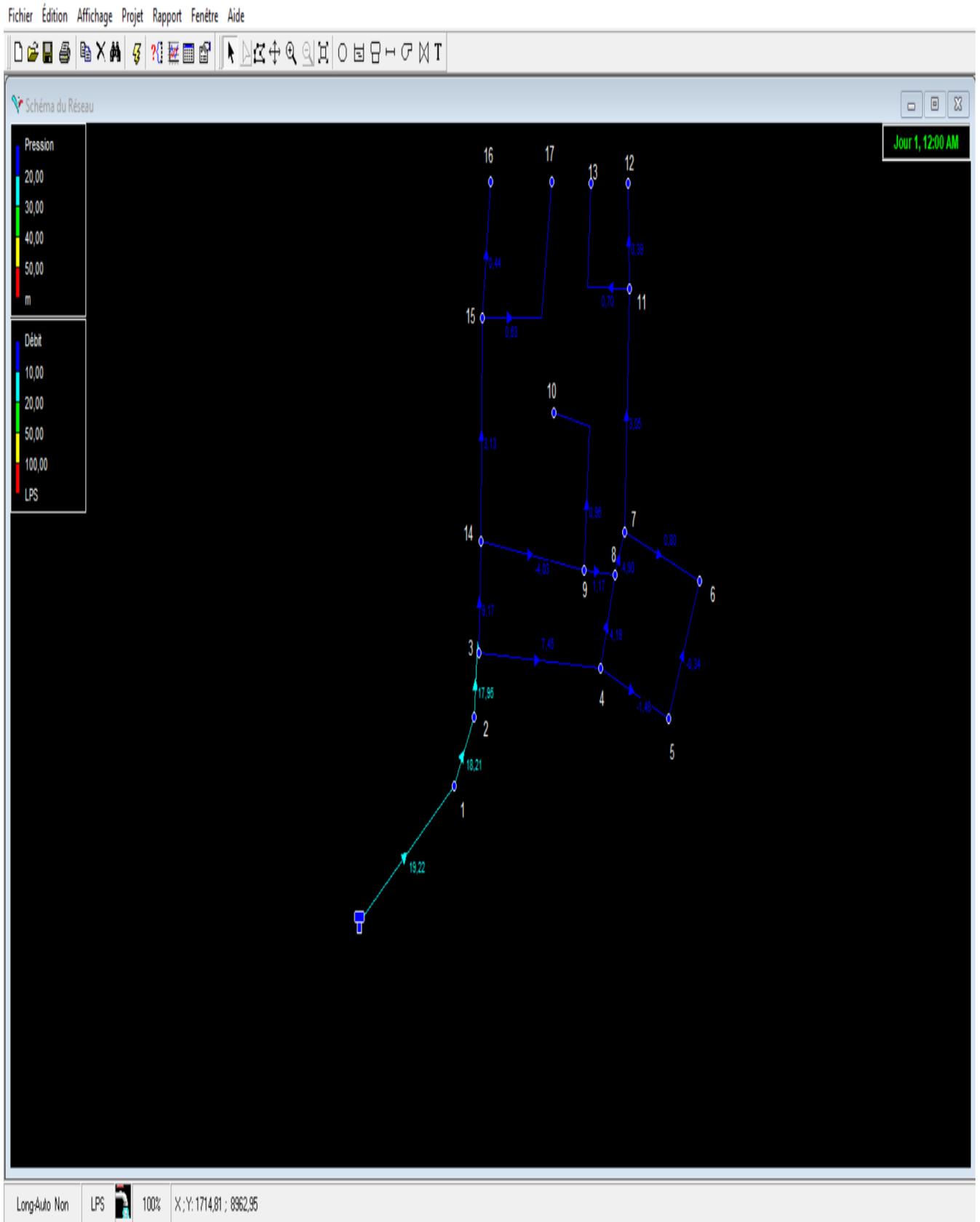


Figure (4.13) : l'état de réseau après simulation (cas de pression)

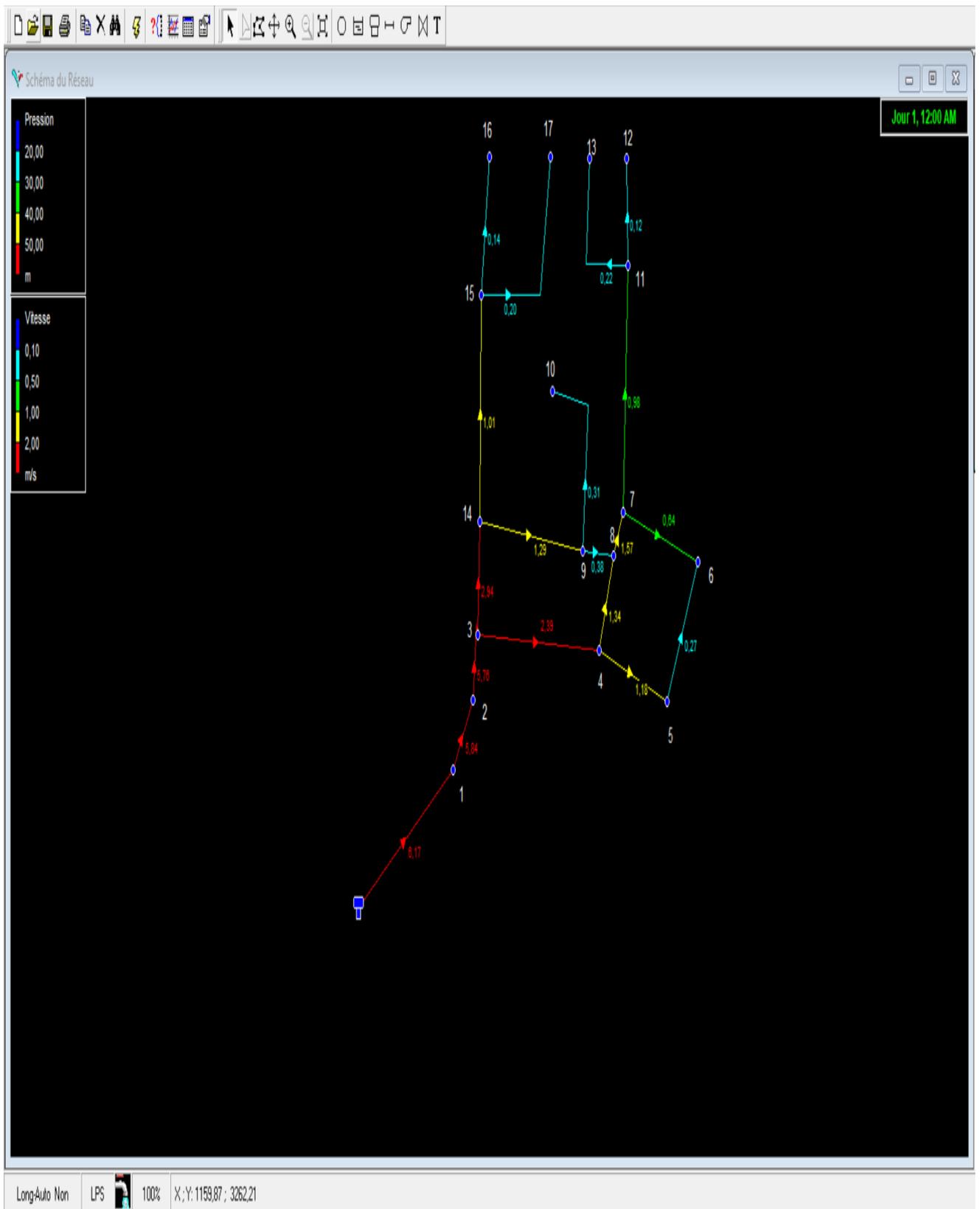


Figure (4.14) :l'état de réseau après simulation (cas de vitesse)

Tableau 4.1 : Résultat d'Epanet (cas vitesse et perte de charge)

État des Arcs du Réseau						
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.	Facteur Friction
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km	
Tuyau 2	9,76	63	18,21	5,84	394,46	0,014
Tuyau 3	17,93	63	17,95	5,76	384,31	0,014
Tuyau 4	88,65	63	7,45	2,39	77,3	0,017
Tuyau 14	38,94	63	4,19	1,34	27,42	0,019
Tuyau 15	19,72	63	4,9	1,57	36,34	0,018
Tuyau 7	64,1	40	0,8	0,64	12,66	0,025
Tuyau 6	59,1	40	-0,34	0,27	2,88	0,031
Tuyau 5	64,1	40	-1,48	1,18	37,83	0,021
Tuyau 10	41,82	63	0,39	0,12	0,42	0,033
Tuyau 9	75,32	63	0,7	0,22	1,15	0,028
Tuyau 16	103,53	63	0,96	0,31	2,01	0,026
Tuyau 18	47,1	63	0,44	0,14	0,51	0,032
Tuyau 13	30,31	63	1,17	0,38	2,87	0,025
Tuyau 1	100	63	19,22	6,17	435,88	0,014
Tuyau 12	71,25	63	-4,03	1,29	25,59	0,019
Tuyau 17	108,84	63	3,13	1,01	20,59	0,025
Tuyau 19	67,6876	63	0,63	0,2	1,05	0,032
Tuyau 8	94,58	63	3,05	0,98	19,5	0,025
Tuyau 11	36,74	63	9,17	2,94	163,6	0,023

Tableau 4.2 : Résultat d'Epanet (cas de pression)

État des Nœuds du Réseau					
	Altitude	Demande Base	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	LPS	m	m
Nœud 1	639,67	1,0163776	1,02	606,41	-33,26
Nœud 2	634,88	0,2564094	0,26	602,56	-32,32
Nœud 3	634,89	1,3271432	1,33	595,67	-39,22
Nœud 4	633,62	1,7750494	1,78	588,82	-44,8
Nœud 8	629,82	0,4632778	0,46	587,75	-42,07
Nœud 14	629,7	2,0078458	2,01	589,66	-40,04
Nœud 7	627,87	1,058418	1,06	587,03	-40,84
Nœud 6	627,57	1,140832	1,14	586,22	-41,35
Nœud 5	632,32	1,140832	1,14	586,39	-45,93
Nœud 11	614,57	1,9605272	1,96	585,19	-29,38
Nœud 12	611,01	0,3872532	0,39	585,17	-25,84
Nœud 13	608,95	0,6974632	0,7	585,1	-23,85
Nœud 16	610,96	0,436146	0,44	587,39	-23,57
Nœud 9	628,68	1,8991334	1,9	587,84	-40,84
Nœud 10	615,45	0,9586878	0,96	587,63	-27,82
Nœud 15	613,55	2,07079158	2,07	587,42	-26,13
Nœud 17	608,87	0,62678718	0,63	587,35	-21,52
Réservoir 18	647,5	Sans Valeur	-19,22	650	2,5

4.4.2 Courbe de distribution :

4.4.2.1 Distribution de pression :

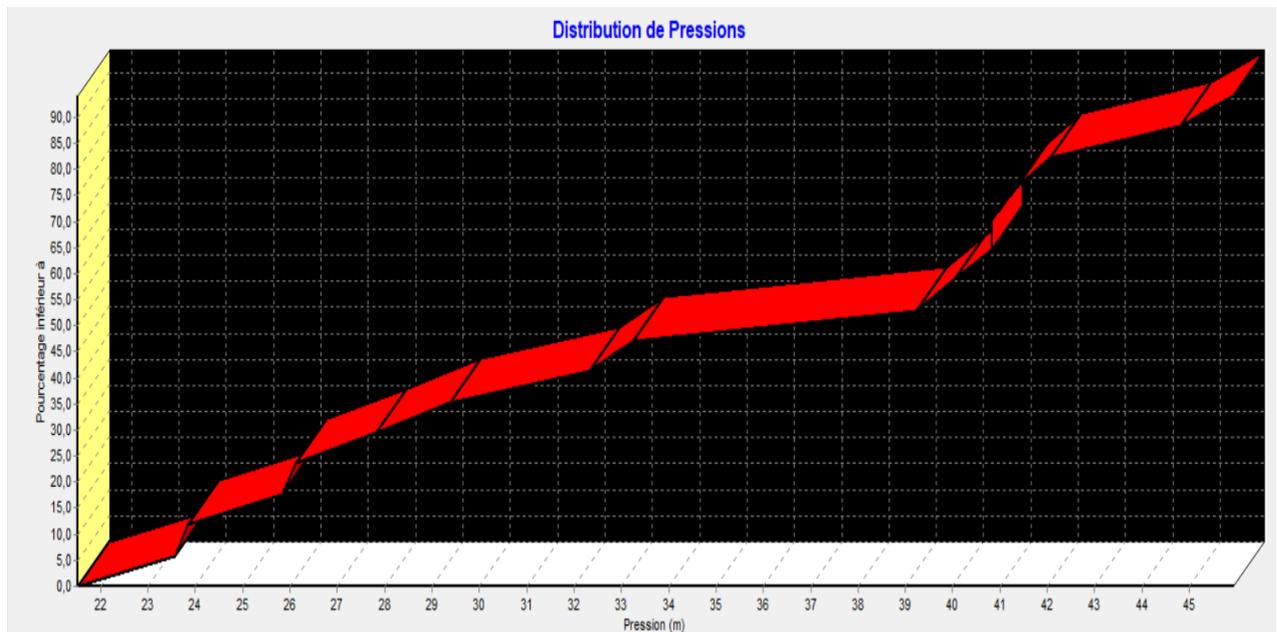


Figure 4.15 courbe de répartition des pourcentages des pressions dans les nœuds

4.4.2.2 Distribution de vitesse :

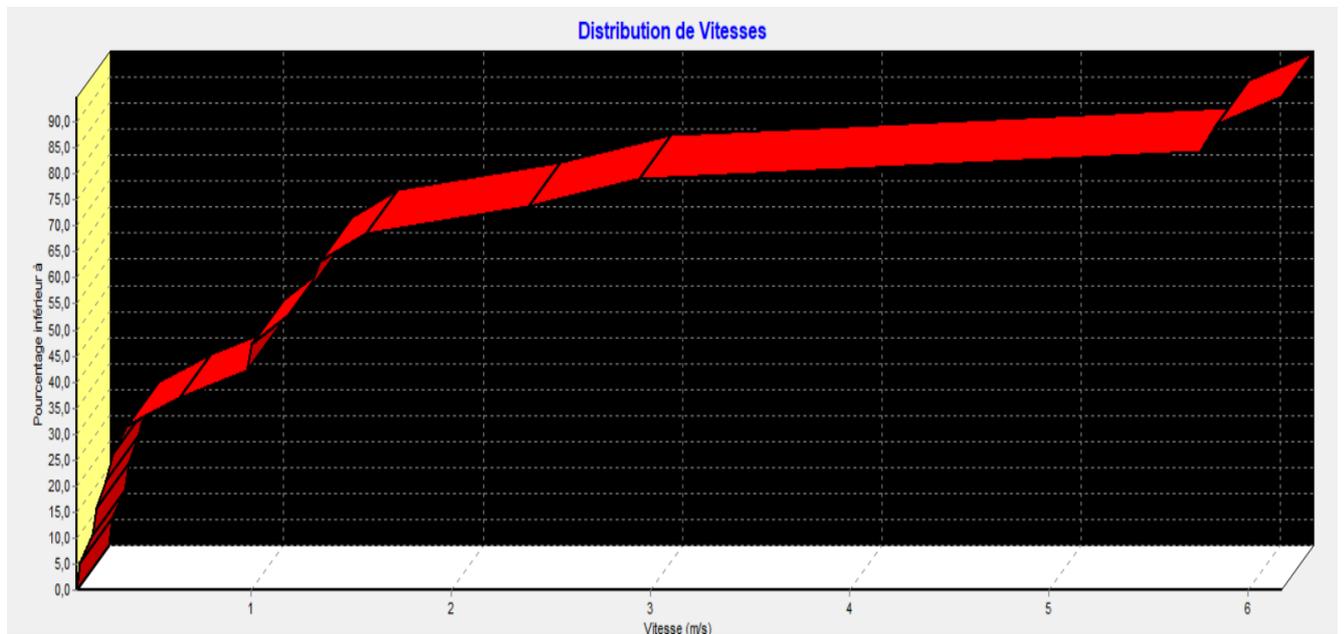


Figure 4.16 courbe de répartition des pourcentages des vitesses

4.4.3 Analyse :

Pour distinguer les valeurs des débits dans les conduites et les pressions aux nœuds Epanet attribue plusieurs couleurs associées à un intervalle de valeurs du paramètre actif dans le schéma. Par exemple pour notre cas on a :

- Couleur rouge (débits > 100 l/s et pression > 50m) :

Nous n'avons pas des conduites et des nœuds de couleurs rouges

- Couleur jaune (débit entre 50 et 100 l/s et pression entre 40 et 50m) :

Nous n'avons pas des conduites et des nœuds de couleurs jaunes

- Couleur verte (débit entre 20 et 50 l/s et pression entre 30 et 40m) :

La couleur verte pour les conduites (1, 2, 3, 11) présente un débit moyen

- Couleur bleu clair et bleu foncé (débit < 20 l/s et pression < 30m) :

La couleur bleu clair pour les conduites (4, 14, 15) présente des débits faibles qui sont dans l'intervalle de 10 et 20 l/s. Par contre les conduites en bleu foncé à savoir (5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 13, 16, 17, 18, 19) possèdent un débit inférieur à 7 l/s

4.4.4 Constat :

D'après ce diagnostic on va distinguer les points suivants :

- Manque des plans d'exécutions.
- Certaines habitations n'ont pas été dotées d'un réseau de distribution.
- Mauvais choix du matériau des conduites (le PVC).
- Grandes vitesses d'écoulement avec pression négative.
- Quantité insuffisante.

4.4.5 Solution :

Suite au constat cité, le réseau actuel ne répond pas aux besoins des habitants soit en matière de dimensionnement soit en matière de répartition (tracé au plan)

Une étude d'exécution fiable trouve sa raison d'être afin de satisfaire les besoins des habitants en matière d'eau potable en quantité suffisante et qualité satisfaisante.

4.5 Conclusion :

Après constatation des défauts de fonctionnement de réseau existant et sur la base de déficiente défaillance rencontrée et de données des suggestions et des solutions susceptibles

Chapitre V : Elaboration des données et simulation

Chapitre V : Elaboration des données et simulation

5.1. Estimation de la population future :

Pour établir la prévision d'évolution de la population, on a utilisé la méthode de la croissance géométrique qui peut être exprimée par la formule ci-dessous :

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

Où :

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

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

α est le taux du croisement de population.

Application numérique :

$$P=642*(1+0.03)^{30}=1559 \text{ hab}$$

Tableau 5.1 : récapitulatif de population

Localité	Taux de croisement	Nom hab. actuel	Nom hab. futur
Ain Zitouna	3	642	1559

5.1.1. Consommation moyenne journalière :

$$Q_{moy,j} = \frac{1}{1000} * \text{Dot} * N \text{ hab.}$$

Avec : Q_{moy,j}: débit moyen journalier en (m³ /j)

Dot : dotation moyenne en (l/j/hab.)

N hab. : nombre d'habitants (hab.)

$$Q_{moy,j} = \frac{1559 * 120}{1000}$$

$$Q_{moy,j} = 187.08 \left(\frac{m^3}{j} \right)$$

5.1.2. Les besoins scolaires :

Les besoins des différents équipements scolaires recueillis au niveau de la zone concernée par notre étude sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

Type de consommation	Nbre d'élève	Dotation (l/hab/j)	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} (l/s)
Primaire	265	10	2.65	0.031

5.1.3. Besoins socioculturels :

Type de consommation	Nbre de fidèle	Dotation (l/hab/j)	Qmoy.j (m ³ /j)	Qmoy.j (l/s)
Mosquée	300	10	3	0.0347

Les besoins de différentes consommations calculés sont regroupés dans le tableau :

Tableau 5.2 : Récapitulatif des différentes consommations journalières

Désignation	Qmoy.j (m ³ /j)	Qmoy.j(l/s)
domestiques	187.08	2.17
scolaires	2.65	0.031
socioculturels	3	0.0347
La somme	192.73	2.2357

5.1.4. Estimation des pertes :

Le Besoin total = 20%. La Demande totale (m³ /j)

$$Q_{\text{pertes}} = Q_{\text{moy.j}} * 20\% \dots\dots\dots \text{eq (3.3)}$$

$$Q_{\text{perte}} = 192.73 * 0.2 = 38.55 \text{ (m}^3\text{/j)}$$

Le besoin total = Q_{domestique} + Q_{équipement} + Q_{perte}

$$Q_{\text{total}} = 192.73 + 2.65 + 3 + 38.55$$

$$Q_{\text{total}} = 236.93 \text{ (m}^3\text{/j)} = 2.7422 \text{ (l/s)}$$

5.1.5. Variation de la consommation maximale journalière :

$$Q_{\text{max,j}} = Q_{\text{moy,j}} * k_{\text{max,j}} \dots\dots\dots \text{eq (3.4)}$$

Avec :

$Q_{\text{max,j}}$: Débit maximum journalier en (m³/j) ;

$Q_{\text{moy,j}}$: Débit moyen journalier en (m³/j) ;

$k_{\text{max,j}}$: Facteur de point journalier varié entre 1.2 et 1.5.

Pour notre cas on prend 1.3

$$\begin{aligned} \text{A N : } Q_{\text{max,j}} &= 236.93 * 1.3 = 308.01 \text{ (m}^3\text{/j)} \\ &= 3.565 \text{ (l/s)} \end{aligned}$$

5.1.6. Variation de la consommation horaire :

$$Q_{max,h} = k_{max,H} * \left(\frac{Q_{max,j}}{24}\right) \dots\dots\dots eq (3.5)$$

Avec :

$k_{max,H}$; Coefficient d'irrégularité horaire maximal

$$k_{max,H} = \alpha_{max} * \beta_{max} \dots\dots\dots eq (3.6)$$

α_{max} : tient compte des conditions locales comme le degré du confort des maisons ainsi que le régime de travail, elle est comprise entre $1.2 < \alpha_{max} < 1.4$, pour notre cas, il a été adopté un Coefficient : $\alpha_{max} = 1.3$.

β_{max} est une fonction étroite du nombre d'habitant de la ville, comme ressortie sur le tableau ci-dessous.

Tableau 5.3: Variation de β_{max} en fonction du nombre d'habitant.

Population	< 1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	50000
B max	2	1.8	1.6	1.5	1.4	1.3	1.2	1.15

Pour notre projet on prend $\beta_{max} = 1.8$

Donc :

$$k_{max,H} = 1.3 * 1.8 = 2.34$$

$$\begin{aligned} Q_{max,h} &= (308.01 / 24) * 2.34 = 30.031 \text{ (m}^3/\text{h)} \\ &= 0.008342 \text{ (m}^3/\text{s)} \\ &= 8.342 \text{ (l/s)} \end{aligned}$$

N'oublier pas le débit d'incendie $Q_{incendie} = 17 \text{ (l/s)}$

Donc :

$$Q_{max,h} = 8.342 + 17 = 25.342 \text{ (l/s)}$$

5.2. L'adduction :

Il faut faire un calcul hydro-économique pour choisir un bon diamètre avec moins de perte de charge et plus économique mais suite la décision des services technique de garder la même adduction

5.3. Calcul du réservoir :

La détermination de la capacité des réservoirs se diverse d'une zone à une autre, et ça dépend des caractéristiques de la zone à alimenter. Elle est déterminée sur la base d'une répartition théorique des débits de distribution.

Pour le dimensionnement de notre réservoir on considère le débit maximal journalier $Q_{max,j} = 308.01 \text{ (m}^3/\text{j)}$

$$A = \frac{C}{24} = \frac{Qj \max}{24} = \frac{308,01}{24} = 12,83375 \text{ (m}^3/\text{h)}$$

heures	pourcentage	Qj max(m3/j)	a=C/24	Adduction	Distribution	Différence
0-4h	0,01	308,01	12,83375	51,335	12,3204	39,0146
4-5h	0,02			64,16875	18,4806	45,68815
5-6h	0,03			77,0025	27,7209	49,2816
6-7h	0,05			89,83625	43,1214	46,71485
7-9h	0,065			115,50375	83,1627	32,34105
9-10h	0,055			128,3375	100,10325	28,23425
10-11h	0,045			141,17125	113,9637	27,20755
11-12h	0,055			154,005	130,90425	23,10075
12-14h	0,07			179,6725	174,02565	5,64685
14-15h	0,055			192,50625	190,9662	1,54005
15-16h	0,045			205,34	204,82665	0,51335
16-17h	0,05			218,17375	220,22715	-2,0534
17-19h	0,065			243,84125	260,26845	-16,4272
19-20h	0,05			256,675	275,66895	-18,99395
20-21h	0,045			269,50875	289,5294	-20,02065
21-22h	0,03			282,3425	298,7697	-16,4272
22-23h	0,02	295,17625	304,9299	-9,75365		
23-24h	0,01	308,01	308,01	0		

- Le volume du réservoir est égal :

$$V_{\text{equi}} = \max (V_{\text{add}} - V_{\text{dis}}) + \min | (V_{\text{add}} - V_{\text{dis}}) |$$

$$V_{\text{equi}} = 49,2816 + 20,02065 = 69.30225 \text{ m}^3$$

$$V_t = V_{\text{equi}} + V_{\text{incendie}}$$

$$V_t = 69.30225 + 120 = 189.30225 \text{ m}^3$$

Donc, il faut avoir un réservoir de $V=200 \text{ m}^3$

5.3.1. Détermination du diamètre du réservoir :

$$D = \sqrt{\frac{4V}{\pi \cdot h}} \quad \text{on prend } h=6 \text{ m}$$

Donc : $D=6.52\text{m}$

5.4. Détermination des débits de dimensionnement :

5.4.1. Débits spécifiques :

Le type de matériaux, proposé à l'administration, pour les rénovations et les nouvelles projections, consiste en la conduite en **P.E.H.D**

C'est le rapport entre les débits pointe et la somme des longueurs des tronçons

$$Q_{sp} = \frac{Q_{pte}}{\sum l_i}, \dots\dots\dots eq (3.7)$$

$$\sum l_i = 2030,5772m$$

$$Q_{sp} = \frac{25.342}{2030,5772}$$

$$Q_{sp}=0.0125 (l/s)$$

5.4.2. Débits routes :

$$Q_r = Q_{sp} * Li (l/s) \dots\dots$$

tronçons	longueur	Qr
R_1	100	1,25
1_2	9,76	0,122
2_3	17,93	0,224125
3_4	88,65	1,108125
4_5	64,1	0,80125
5_6	59,1	0,73875
6_7	64,1	0,80125
7_8	50,14	0,62675
8_9	49,1396	0,614245
8_10	44,44	0,5555
10_11	41,82	0,52275
10_12	75,32	0,9415
3_13	22,72	0,284
13_14	65,41	0,817625
13_15	14,02	0,17525
15_16	71,25	0,890625
16_17	30,31	0,378875
17_7	19,72	0,2465
17_4	38,94	0,48675
16_18	103,53	1,294125
18_19	34,13	0,426625
18_20	20,73	0,259125

20_21	34,42	0,43025
20_22	9,56	0,1195
22_23	25,33	0,316625
22_24	12,24	0,153
24_25	34,19	0,427375
24_26	100	1,25
15_27	11,25	0,140625
27_28	22,56	0,282
27_29	97,59	1,219875
29_30	47,1	0,58875
29_31	67,6876	0,846095
31_32	19,25	0,240625
31_33	12,21	0,152625
33_34	19,25	0,240625
33_35	25,93	0,324125
33_36	14,77	0,184625
3_37	17,93	0,224125
37_38	17,28	0,216
38_39	37,24	0,4655
38_40	84,32	1,054
37_41	142,85	1,785625
41_42	59,66	0,74575
41_43	32,7	0,40875
somme	2030,5772	25,382215

5.4.3. Débits aux nœuds

Le débit nodal au niveau d'un nœud est la somme des débits routes entrants et sortants divisé par deux

$$Q_n = \sum Q_{ri} \times 0.50 \dots \dots \dots \text{eq (3.9)}$$

Avec :

- Q_n : Débit nodal en (l/s) ;
- Q_r : débit route propre à chaque nœud (l/s).

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau, dressé ci-après :

Nœud	tronçons	Qr	Qn
1	R_1	1,25	0,686
	1_2	0,122	
2	1_2	0,122	0,1730625
	2_3	0,224125	
3	2_3	0,224125	

	3_4	1,108125	
	3_13	0,284	
	3_37	0,224125	0,9201875
4	3_4	1,108125	
	4_5	0,80125	
	4_17	0,48675	1,1980625
5	4_5	0,80125	
	5_6	0,73875	0,77
6	5_6	0,73875	
	6_7	0,80125	0,77
7	7_8	0,62675	
	6_7	0,80125	
	7_17	0,2465	0,83725
8	7_8	0,62675	
	8_9	0,614245	
	8_10	0,5555	0,8982475
9	8_9	0,614245	0,3071225
10	10_11	0,52275	
	10_12	0,9415	
	8_10	0,5555	1,009875
11	10_11	0,52275	0,261375
12	10_12	0,9415	0,47075
13	3_13	0,284	
	13_14	0,817625	
	13_15	0,17525	0,6384375
14	13_14	0,817625	0,4088125
15	13_15	0,17525	
	15_16	0,890625	
	15_27	0,140625	0,60325
16	15_16	0,890625	
	16_17	0,378875	
	16_18	1,294125	1,2818125
17	16_17	0,378875	

	17_7	0,2465	
	17_4	0,48675	0,5560625
18	16_18	1,294125	
	18_19	0,426625	
	18_20	0,259125	0,9899375
19	18_19	0,426625	0,2133125
20	18_20	0,259125	
	20_21	0,43025	
	20_22	0,1195	0,4044375
21	20_21	0,43025	0,215125
22	20_22	0,1195	
	22_23	0,316625	
	22_24	0,153	0,2945625
23	22_23	0,316625	0,1583125
24	22_24	0,153	
	24_25	0,427375	
	24_26	1,25	0,9151875
25	24_25	0,427375	0,2136875
26	24_26	1,25	0,625
27	15_27	0,140625	
	27_28	0,282	
	27_29	1,219875	0,82125
28	27_28	0,282	0,141
29	27_29	1,219875	
	29_30	0,58875	
	29_31	0,846095	1,32736
30	29_30	0,58875	0,294375
31	29_31	0,846095	
	31_32	0,240625	
	31_33	0,152625	0,6196725
32	31_32	0,240625	0,1203125
33	31_33	0,152625	
	33_34	0,240625	

	33_35	0,324125	
	33_36	0,184625	0,451
34	33_34	0,240625	0,1203125
35	33_35	0,324125	0,1620625
36	33_36	0,184625	0,0923125
37	3_37	0,224125	1,112875
	37_38	0,216	
	37_41	1,785625	
38	37_38	0,216	0,86775
	38_39	0,4655	
	38_40	1,054	
39	38_39	0,4655	0,23275
40	38_40	1,054	0,527
41	37_41	1,785625	1,4700625
	41_42	0,74575	
	41_43	0,40875	
42	41_42	0,74575	0,372875
43	41_43	0,40875	0,204375

5.5. Affichage du réseau sur EPANET :

5.5.1. Résultat de la simulation :

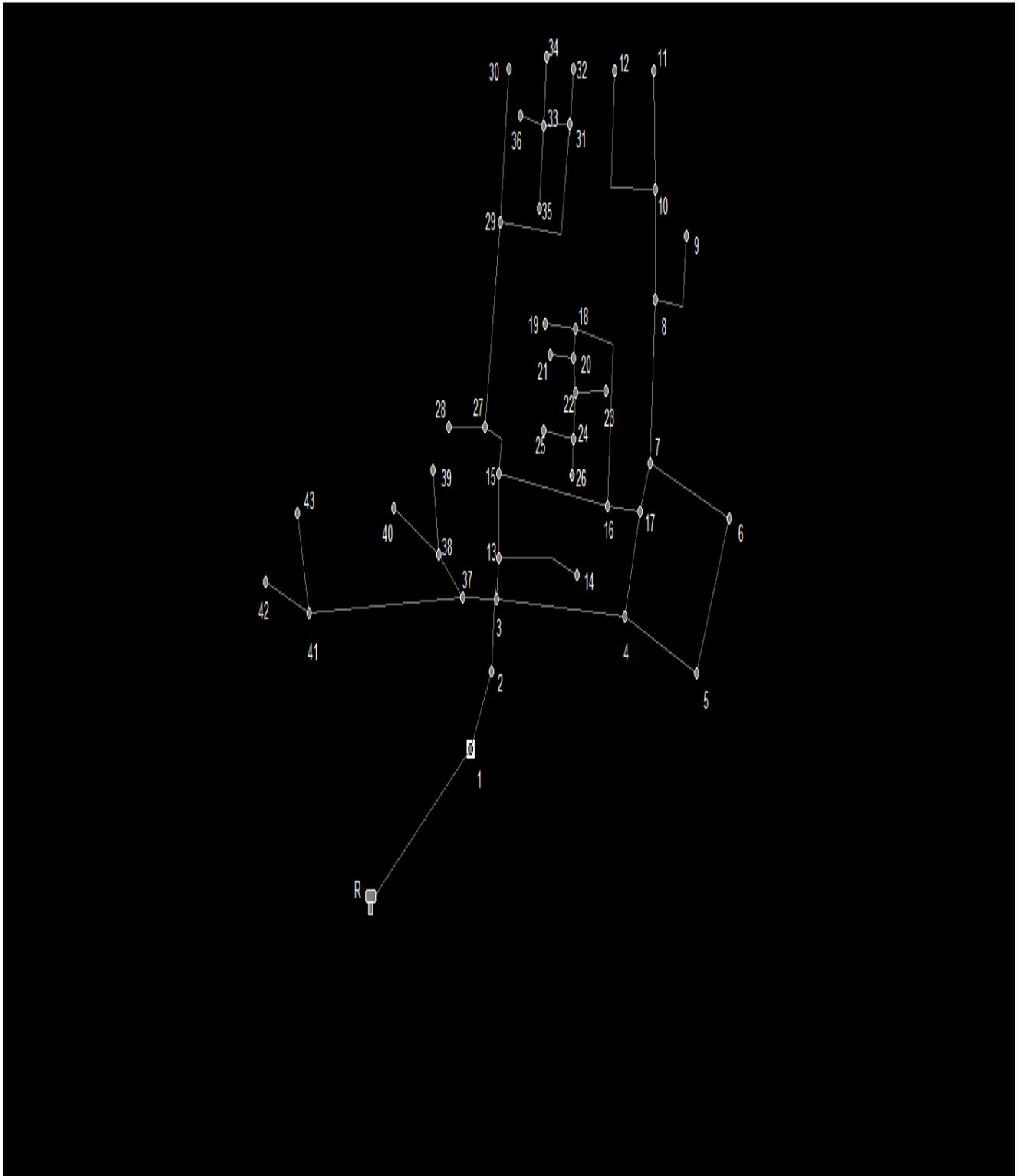


Figure (5.1) : représentation du réseau avant la simulation

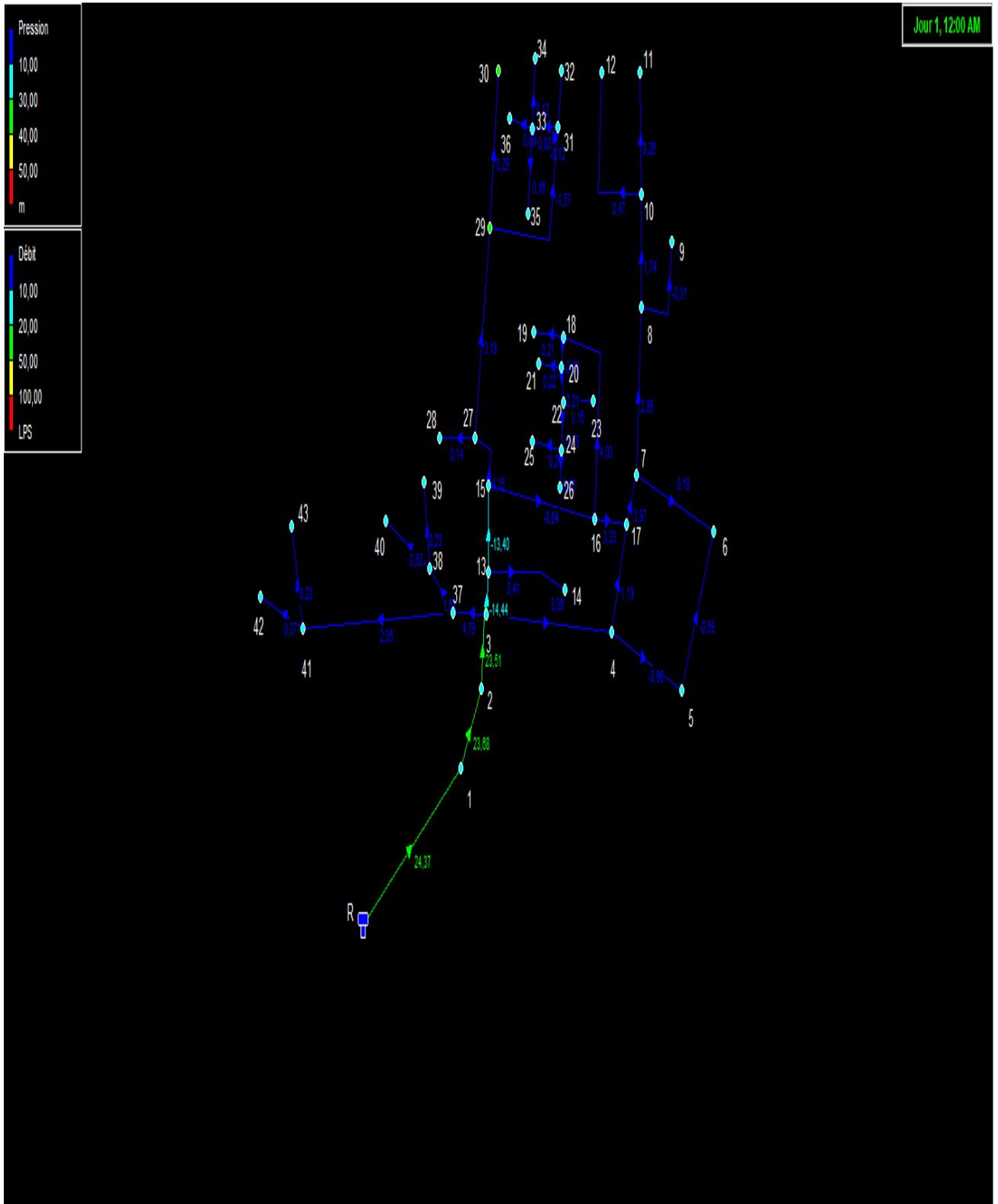


Figure (5.2) : l'état de réseau après simulation (cas de pression)

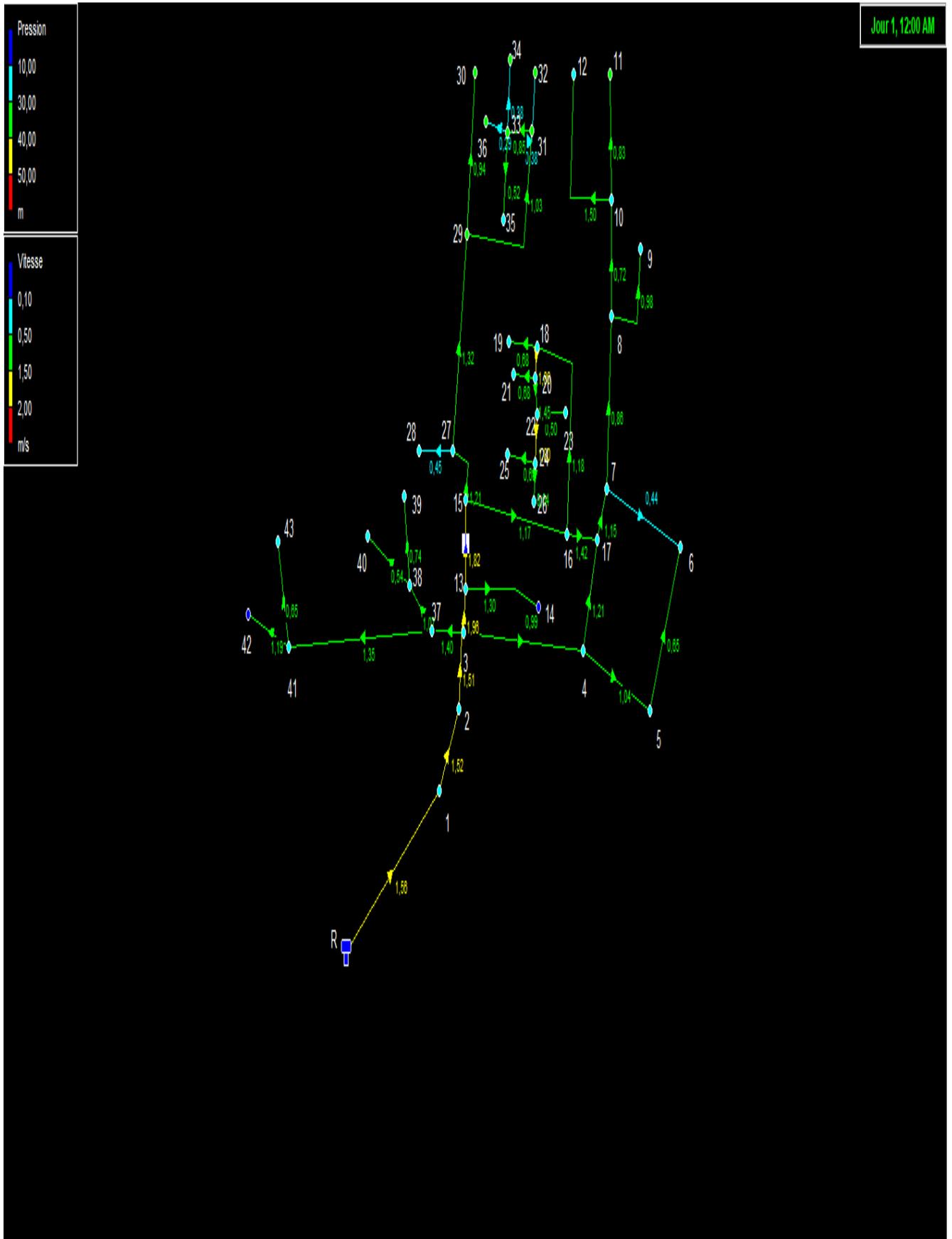


Figure (5.3) :l'état de réseau après simulation (cas de vitesse)

Tableau 5.4 : Résultat d'Epanet (cas de pression)

État des Nœuds du Réseau				
	Altitude	Demande	Charge	Pression
ID Nœud	m	LPS	m	m
Nœud 1	638,22	0,69	648,64	10,42
Nœud 2	634,88	0,17	648,52	13,64
Nœud 3	634,89	0,92	648,29	13,4
Nœud 4	633,62	1,2	646,96	13,34
Nœud 17	629,82	0,56	645,16	15,34
Nœud 15	629,7	0,6	647,16	17,46
Nœud 7	627,87	0,84	644,78	16,91
Nœud 6	627,57	0,77	643,78	16,21
Nœud 5	632,32	0,38	644,7	12,38
Nœud 8	620,41	0,9	644,19	23,78
Nœud 10	614,57	1,01	643,72	29,15
Nœud 11	611,01	0,26	641,7	30,69
Nœud 12	608,95	0,47	633,46	24,51
Nœud 9	618,15	0,31	641,04	22,89
Nœud 27	625,78	0,82	646,92	21,14
Nœud 30	610,96	0,29	641,08	30,12
Nœud 28	629,17	0,14	646,55	17,38
Nœud 13	629,93	0,64	647,56	17,63
Nœud 14	628,41	0,41	640,62	12,21
Nœud 16	628,68	1,28	646,26	17,58
Nœud 18	615,45	0,99	644,14	28,69
Nœud 19	616,49	0,21	642,98	26,49

Nœud 24	621.03	0,92	640,33	19,33
Nœud 22	621,52	0,29	641,49	19,97
Nœud 20	618,63	0,4	641,95	23,32
Nœud 21	619,28	0,22	640,77	21,49
Nœud 23	621,86	0,16	640,97	19,11
Nœud 25	621.04	0,21	639,17	18,17
Nœud 29	613,55	1,33	643,88	30,33
Nœud 32	608,87	0,12	641,85	32,98
Nœud 31	608,63	0,62	642,1	33,47
Nœud 36	610,96	0,09	641,59	30,63
Nœud 35	612,93	0,16	641,17	28,24
Nœud 34	608,87	0,12	641,47	32,6
Nœud 33	609,84	0,45	641,71	31,87
Nœud 26	619.02	0,63	638,82	19,82
Nœud 37	637.12	1,11	647,79	10,79
Nœud 41	630.04	1,47	641,7	11,7
Nœud 43	629,84	0,2	640,67	10,83
Nœud 42	626,12	0,37	636,32	10,2
Nœud 38	634.07	0,87	647,3	13,3
Nœud 39	632,5	0,23	645,83	13,33
Nœud 40	634,52	0,53	646,35	11,83
Réservoir 99	647,5	-24,37	650	2,5

Tableau 5.5 : Résultat d'Epanet (cas vitesse et perte de charge)

État des Arcs du Réseau						
	Longueur	Diamètre	Débit	Vitesse	Pert.Charge Unit.	Facteur Friction
ID Arc	m	mm	LPS	m/s	m/km	
Tuyau 2	9,76	141	23,68	1,52	12,9	0,016
Tuyau 3	17,93	141	23,51	1,51	12,73	0,016
Tuyau 4	88,65	66	3,38	0,99	14,97	0,02
Tuyau 45	38,94	35,2	1,18	1,21	46,2	0,022
Tuyau 44	19,72	66	3,92	1,15	19,47	0,019
Tuyau 7	64,1	20	0,14	0,44	15,54	0,031
Tuyau 6	59,1	35,2	-0,63	0,65	15,47	0,025
Tuyau 5	64,1	35,2	-1,01	1,04	35,33	0,023
Tuyau 8	50,14	66	2,95	0,86	11,69	0,02
Tuyau 10	44,44	55,4	1,74	0,72	10,6	0,022
Tuyau 11	41,82	20	0,26	0,83	48,36	0,027
Tuyau 12	75,32	20	0,47	1,5	136,15	0,024
Tuyau 9	49,1396	20	-0,31	0,98	64,14	0,026
Tuyau 27	11,25	66	4,15	1,21	21,54	0,019
Tuyau 28	22,56	20	0,14	0,45	16,56	0,032
Tuyau 14	65,41	20	0,41	1,3	106,1	0,025
Tuyau 18	103,53	66	4,03	1,18	20,44	0,019
Tuyau 19	34,13	20	0,21	0,68	33,92	0,029
Tuyau 21	34,42	20	0,22	0,68	34,43	0,029
Tuyau 23	25,33	20	0,16	0,5	20,23	0,031
Tuyau 25	34,19	20	0,21	0,68	34,03	0,029
Tuyau 29	97,59	55,4	3,19	1,32	31,12	0,019
Tuyau 30	47,1	20	0,29	0,94	59,55	0,027
Tuyau 32	19,25	20	-0,12	0,38	12,6	0,034
Tuyau 31	67,6876	44	-1,57	1,03	26,4	0,022
Tuyau 33	12,21	35,2	0,83	0,85	31,39	0,03
Tuyau 36	14,77	20	0,09	0,29	8,01	0,036
Tuyau 35	25,93	20	0,16	0,52	21,06	0,031
Tuyau 34	19,25	20	0,12	0,38	12,6	0,034
Tuyau 17	30,31	54,4	3,3	1,42	36,17	0,019
Tuyau 15	14,02	96,8	-13,37	1,82	28,07	0,016
Tuyau 13	22,72	96,8	-14,41	1,96	32,18	0,016
Tuyau 24	12,24	35,2	-1,75	1,8	94,24	0,02
Tuyau 22	9,56	44	-2,21	1,45	48,69	0,02
Tuyau 20	20,73	44	-2,83	1,86	105,58	0,026
Tuyau 1	100	141	24,37	1,56	13,59	0,015
Tuyau 26	100	35,2	0,63	0,64	15,12	0,025
Tuyau 16	71,25	96,8	-8,61	1,17	12,7	0,018
Tuyau 37	17,93	66	4,79	1,4	27,84	0,018
Tuyau 41	142,85	44	2,05	1,35	42,59	0,02

Tuyau 43	32,7	20	0,2	0,65	31,49	0,029
Tuyau 42	59,66	20	0,37	1,19	90,21	0,025
Tuyau 38	17,28	44	1,63	1,07	28,29	0,021
Tuyau 40	84,32	35,2	0,53	0,54	11,21	0,026
Tuyau 39	37,24	20	0,23	0,74	39,49	0,028

5.5.2 Courbe de distribution :

5.5.2.1. Distribution de pression :

- Pression

En vue de la bonne tenue des canalisations, il y a lieu d'éviter des pressions supérieures à 40 m qui risquent d'apporter des désordres (fuites) et certains bruits désagréables dans les installations intérieures d'abonnés. L'enveloppe des pressions au niveau du réseau est donnée dans la figure 5.4 pour différentes périodes de simulation.

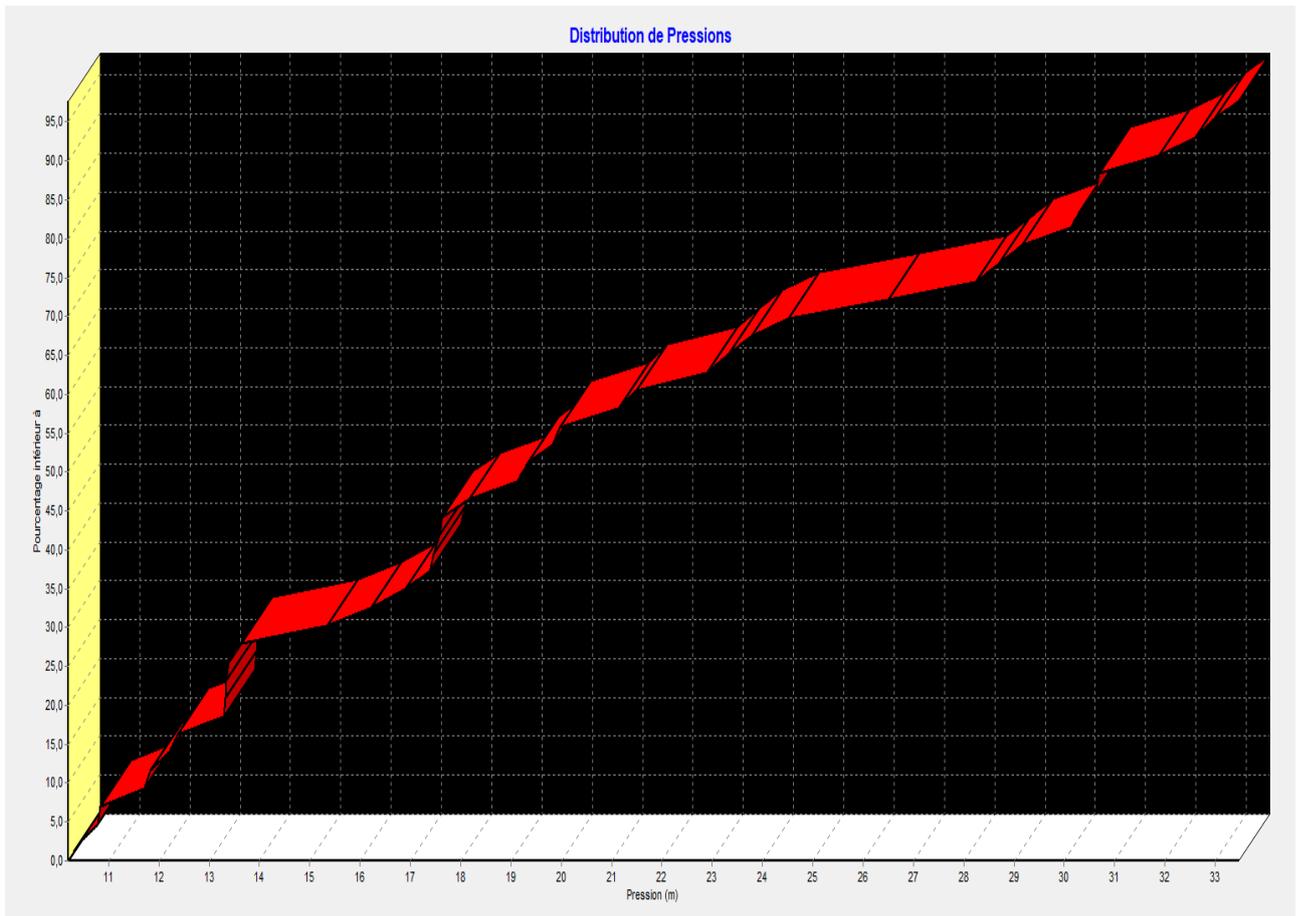


Figure 5.4 : courbe de répartition des pourcentages des pressions dans les nœuds

On observe que la pression maximale est 34 m.

5.5.2.2 Distribution de vitesse :

- Vitesse

La vitesse de l'eau dans les conduites est de l'ordre de 0,5 à 1 m/s. Les vitesses supérieures à 1,5 m/s, de même que celles inférieures à 0,5 m/s sont à éviter.

Les faibles vitesses favorisent la formation des dépôts, difficiles à évacuer et celles supérieures à 1,5 m/s permettent d'envisager des augmentations de consommation.

La figure 5.5 illustre la répartition des vitesses dans le réseau d'AEP en heure de pointe.

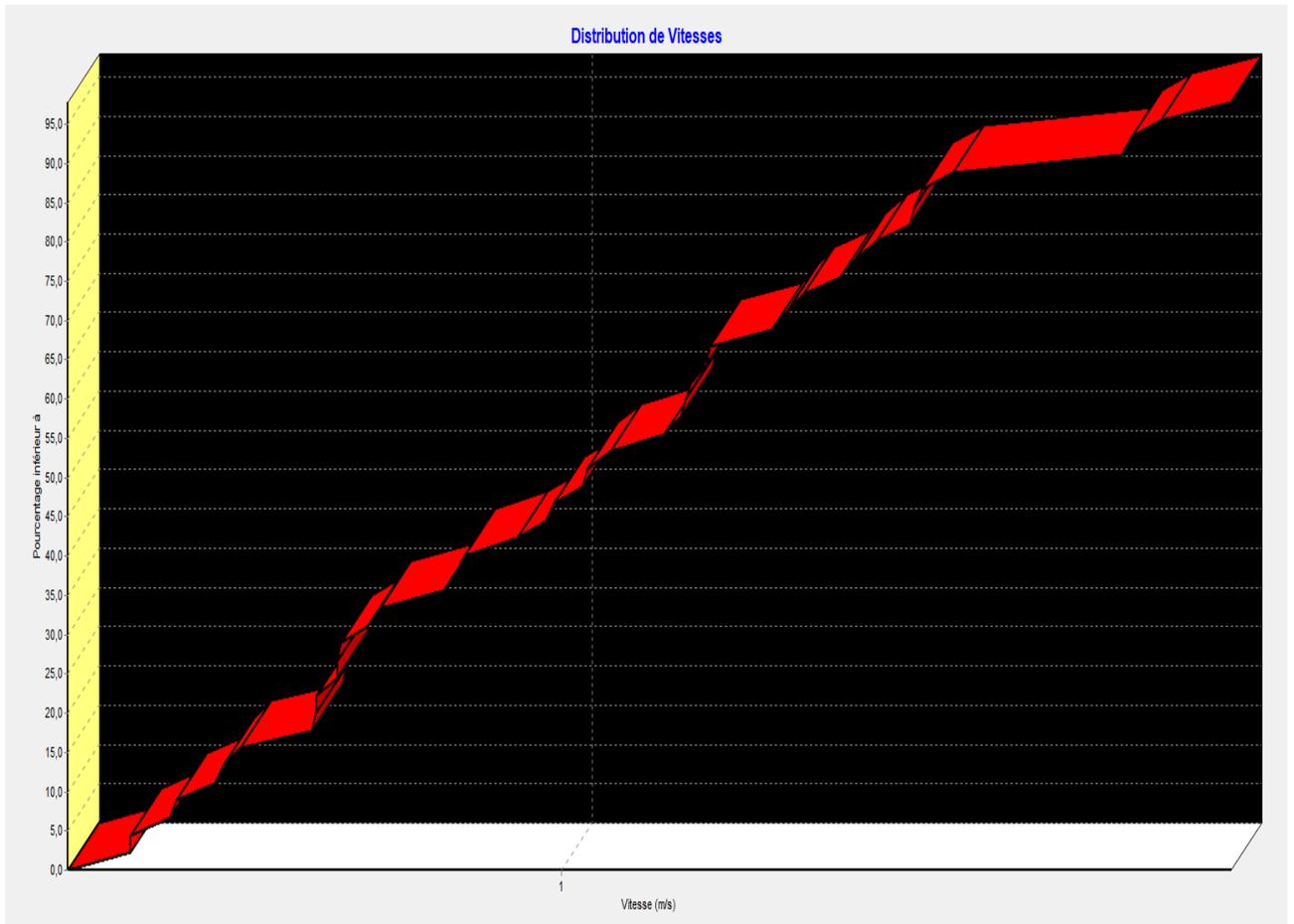


Figure 5.5 : courbe de répartition des pourcentages des vitesses

Conclusion général

Conclusion général :

L'étude du réseau d'AEP de localité de Mechtat Ain Zitouna a permis d'identifier certaines spécificités telles que :

- Un réseau mal sectorisé (capacités de stockage mal réparties au niveau du réseau).
- Un réseau mal structuré avec l'ajout de quelques tronçons par piquage pour alimenter les abonnés de la zone haute.
- Un faible historique de données engendre une difficulté de construire un bon modèle hydraulique.

A partir de différentes données concernant le réseau d'AEP de la localité Mechtat Ain Zitouna et son environnement urbain (le nombre des abonnés...) une base de données géographique et topographique. Cette dernière elle nous a été utile lors du transfert des données sur le logiciel de simulation Epanet.

Ces derniers permettent d'une part d'analyser les conditions de fonctionnement actuel du réseau, et d'autre part de simuler son fonctionnement futur, en prenant en considération les perspectives d'urbanisation à long terme.

La visualisation des variations de niveau des réservoirs au cours d'une journée, ainsi que celles des pressions et des vitesses dans les canalisations, constituent une base à l'élaboration d'un programme de gestion du réseau d'AEP de Mechtat Ain Zitouna

La gestion de la base de données établie pour le réseau d'AEP de la localité de Mechtat Ain Zitouna a permis de déterminer l'état du fonctionnement du réseau de distribution, dont les résultats sous Epanet montre que le réseau en question présente beaucoup de problèmes au niveau de la répartition des vitesses et des pressions.

L'outil de gestion présenté permet aux exploitants des réseaux de :

- Connaître l'état du réseau dans les heures de pointe.
- Avoir une bonne connaissance du réseau avec le débit, la vitesse et la pression en tout point.

Bibliographie

Bibliographie :

- [1] Cyril Gomella, Henri Guerrée et Marc Neveux. (1974). « la distribution d'eau dans les agglomération urbaines et rurales ». Ed. Eyrolles.
- [2] Dupont, A. (1979). Hydraulique urbaine, Tome 2. Paris: Edition Eyrolles.
- [3] Eddy RENAUD, réduction des pertes d'eau des réseau de distribution d'eau potable, ONEMA, novembre 2014.
- [4] mdm benyahia, cours aep, institut des technicien spécialisé en génie rural et topographie MEKNÈS 2008-2009
- [5] Valiron F., Mémento du gestionnaire de l'alimentation en eau potable et de l'assainissement, Tome 1, 2, 3, Edition Lavoisier, 1994, 1262 p.
- [6] guide technique de l'eau potable, direction de l'eau et d'assainissement, octobre 2014.
- [7] SALEH ABDELKERIM ABDERAMANE, Analyse du fonctionnement du réseau d'alimentation en eau potable de la commune D'EL HADJAR, mémoire fin d'étude , Université Badji Mokhtar –ANNABA, Juin 2016.
- [8] AHSENE LYDIA, ALIMENTATION EN EAU POTABLE de la commune de Tizi N'Tleta, mémoire fin d'étude, Université Abderrahmane MIRA de Bejaia, 2014-2015.
- [9] AYANG AYANG Paul, diagnostique des équipement d'approvisionnement et évaluation des ressources potentielles en eau potable, mémoire fin d'étude, Université Ebolowa (Cameroun), avril 2014.
- [10] Mme dorbani, cours licence, module Distribution et collecte des eaux urbaines, université 8 mai 1945-guelma, 2019/2020.
- [11] Mme beb ,cours licence ,module traitement et épuration, université 8 mai 1945-guelma, 2017/2018.
- [14] Mohamed tammal, cours 2eme année ,module alimentation en eau potable ,école d'ingénierie, université international de Casablanca 2006
- [15] Abdelbaki, C. (2014). Modélisation d'un réseau d'AEP et contribution à sa gestion à l'aide d'un SIG. cas du GUT. Thèse de doctorat. Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen
- [16] Sophie Duchesne, Gestion de la pression dans les réseaux de distribution d'eau potable, Montréal INRS, 2016

[17] Boukli, H. (2015). Cours de distribution de M1 TTE. Université Abou Bakr Belkaid – Tlemcen.

Site web :

[12] <https://www.billmat.fr/systemes-canalisation/>

[13] <http://lokistagnepas.canalblog.com/archives/2007/10/14/6409766.html>