

Dédicace



Je rends un grand hommage à travers ce modeste travail, en signe



de respect et de reconnaissance envers :

Ma mère Saïh Houria



À la mémoire de mon Père meusteh

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



Je le dédie également à



Mon frère et ma sœurs: Imen ,Abdelmaleke.



Mes amis : Chaima FROUI, BLOUD Ammar, HAMROUCHE Abdelmalek, Halim benaziza ,karim BOUKHIREN,BAOUTA Amir,DEJEBAOUI , Slim,Zakeria, ,GERCHOUCHE Oussema ..

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





Remerciements



Avant tout, je remercie **DIEU** qui a illuminé mon chemin et qui m'a armé de courage pour achever mes études.

« Et on ne remercie dieu q'après avoir remercie les gens »

■ Je remercie MES PARENTS en premier lieu qui m'on permis et facilité les choses pour accomplir mes études, toutes ma famille.

■ Je remercie fortement mo promoteur : Mr : **FILALI Belkacem** de m'avoir orienté par ses conseils judicieux dans le but de mener à bien ce travail.

Je tiens à remercier aussi :

■ Les membres de jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail

■ tous mes enseignants qui ont contribué à ma formation, surtout mes enseignants de département de sciences de l'eau et environnement : MR REMINI, MR BENSAFIA, MR BOUDJADJA, MR BESSENASSE, MR TAIBI, MR KHOULI, MR EDOUAOUDA, MR MESSAOUD NACER, MME ANSER , MR BOUIKNI, MR OULARBI, MR ANSER , MME BOUZUIDJA ET MR HADJ KADDOUR .

■ Tous ceux qui ont contribué de près ou de loin dans l'élaboration et l'aboutissement de ce mémoire.

INTRODUCTION GENERALE

Le réseau d'eau potable constitue un élément important dans la vie des sociétés. La fonction de base d'un réseau de distribution d'eau est de satisfaire les besoins des usagers en eau. Cette eau doit être de bonne qualité respectant les normes de potabilités et à une pression et en quantité suffisantes.

L'eau potable est transportée dans des canalisations, généralement enterrées. Avec le temps, les canalisations commencent à vieillir, les performances hydrauliques diminuent et la qualité de l'eau se dégrade, les pertes d'eau et les casses augmentent. Les casses peuvent provoquées des dégâts spectaculaires et sont généralement enregistrées dans des bases de données. Leur augmentation est un bon critère de vieillissement, lié aux caractéristiques des canalisations et de leur environnement.

Le vieillissement des réseaux urbains d'eau potable constitue depuis plusieurs années une préoccupation majeure des gestionnaires. Les réseaux d'eau potable constituent une partie du patrimoine urbain qui s'inscrit dans un processus de longue durée. Par conséquent, leur renouvellement devrait se rattacher à des considérations liées au 'vieillissement', en d'autres termes à la dégradation dans le temps de leurs caractéristiques d'origine.

Mettre à niveau l'état et le fonctionnement des réseaux d'eau potable demande des gestionnaires qu'ils interviennent face au vieillissement : en rénovant des conduites existantes, en remplaçant certaines par des nouvelles, ou encore en installant de nouvelles conduites pour satisfaire la demande des nouveaux consommateurs ou pour renforcer la fiabilité d'un réseau.

Notre étude consiste à faire un diagnostic et optimisation du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de TIPAZA , en passant par la présentation de l'état actuel de ce système et l'exposition de ces différents problèmes, donner les recommandations nécessaires afin d'aboutir à un système capable d'assurer la desserte en eau pour l'agglomération à l'horizon d'étude 2036.

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de la ville

I.1.Situation géographique	1
I.2.Les données naturelle du la ville de TIPAZA	2
I.2.1.Topographie.....	2
I.2.2Géologie	3
I.2.3 Sismicité.....	3
I.2.4Situation climatologique.....	3
I.2.4 .1 climat.....	3
a) Pluviométrie.....	3
b) La température.....	4
c) Humidité.....	4
d) Les vents.....	4
I.3Situation urbanistique.....	5
Conclusion :	5

Chapitre II : Démographie et estimation des besoins en eau

II. Population.....	6
II.1 Population alimentées par le réseau de Tipaza.....	6
II.2 Débit moyen domestique.....	7
II.3 Débit moyen journalier d'équipement.....	8
II.3.1 Chef-lieu et localités secondaires.....	8
II.3.2 Equipements du POS AU2.....	11
II.3.3 Equipements du POS AU3.....	12
II.4 Variation de la consommation journalière.....	14
II.4.1Coefficient d'irrégularité maximum journalière.....	14
II.4.1.1 Débit max journalier.....	14
II.4.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier.....	15
II.5 Variation de la consommation horaire.....	16
II.5.1 Détermination des débits horaires.....	16

II.5.1.1 Débit moyen horaire.....	16
II.5.1.2 Détermination du débit maximum horaire.....	17
II.5.1.3 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (Kminh).....	17
II.5.1.4 Détermination du débit minimum horaire.....	17
II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du Nombre d'habitant.....	18
Conclusion	21

Chapitre III :

Réservoirs et stockage

III.1 Fonctions des réservoirs.....	22
III.1.1 Fonctions techniques des réservoirs.....	22
III.1.2 Fonctions économiques.....	22
III.2 Classification des réservoirs.....	22
III.3 Equipements du réservoir.....	23
1) Conduite d'arrivée ou d'adduction.....	24
2) Conduite de départ ou de distribution.....	25
3) Conduite de trop-plein.....	25
4) Conduite de vidange.....	26
5) Conduite by-pass.....	26
III.3.1 Système de matérialisation de la réserve d'incendie.....	27
III.3.2 Les joints d'étanchéité.....	27
III.4 Hygiène et sécurité.....	27
III.5 Détermination de la capacité des réservoirs.....	27
III.5.1 Capacité pratique d'un réservoir.....	27
III.5.2 Balance ressource/ besoins.....	29
III.5.3 besoins en stockage.....	30
III.6 Détermination du volume des réservoirs.....	32
III.6.1 Réservoirs.....	32
Conclusion.....	37

Chapitre IV :

Simulation hydraulique

IV.1 Le logiciel Water CAD.....	38
IV.2 Dimensionnement du réseau	39
IV.2.1 Calcul de la perte de charge.....	40
IV.2.1.1 Introduction	40

IV.2.1.2 Pertes de charge linéaire	41
IV.3 Schéma général et principe de l'alimentation de l'état actuel du réseau	43
IV.3.1 Système d'alimentation existant.....	43
IV.3.1.1 Ressource.....	44
IV.3.1.2 Ouvrages existants.....	44
IV.4 Détermination des débits	46
IV.4.1 Cas de pointe.....	46
IV.5 Anomalies du réseau	62
IV.5.1 Analyse actuel du réseau.....	62
IV.5.2 Interprétation des résultats de calcul pour 2016	62
IV.5.3 Présentation des détails des anomalies dans le réseau.....	63
a. Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale	64
b. Présentation des nœuds dont les pressions sont faibles.....	65
Conclusion.....	66

Chapitre V :

Projection de réseau à l'horizon 2036

V.1 Classification des réseaux.....	67
V.2 Hypothèse de calcul de dimensionnement.....	68
V.3 Calcul hydraulique du réseau de distribution pour l'horizon 2036.....	69
V.3.1 Détermination des débits.....	69
Conclusion... ..	87

Chapitre VI :

Organisation de chantier

VI.1 Implantation de la trace des tranchées sur le terrain.....	88
VI.2 Excavation des tranchées.....	89
VI.3 Pose de la canalisation.....	92
VI.4 preuve de joint et de canalisation.....	92
VI.5 Remblaiement des tranchées.....	92
VI.6 Engins.....	93
VI.6.1 Choix du bulldozer.....	93
VI.6.2 Pelle hydraulique.....	94

VI.6.3 Rouleau pour le compactage.....	95
VI.6.4 Un chargeur.....	95
VI.7 Planification des travaux.....	96
Conclusion	97

Chapitre VI :
gestion du réseau

VII.1 But de la gestion.....	98
VII.2 Gestion et exploitation des ouvrages de stockage.....	98
VII.2.1 Equipements du réservoir	98
VII.2.2 Aspects liés à l'exploitation des réservoirs.....	100
VII.2.2.1 Contrôle hebdomadaire	100
VII.2.2.2 Contrôle semestriel	100
VII.2.2.3 Nettoyage	100
VII.3 Gestion et exploitation des réseaux.....	100
VII.3.1 Prévention, contrôle et surveillance de la qualité d'eau.....	101
VII.3.2 La surveillance et l'entretien courant	101
VII.3.3 Les actions de réduction des pertes d'eau	101
VII.3.3.1 La recherche systématique des fuites.....	101
VII.3.3.2 Le comptage	102
VII.3.4 Rendement du réseau	102
VII.3.5 La lutte contre le vieillissement des conduites	102
VII. 4 Rendement d'un réseau	102
VII. 4.1 Définitions	102
VII.4.2. Détermination du rendement	103
VII. 4.2.1. Comptage à l'amont	103
VII.4.2.2 Comptage à l'aval	103
VII.4.2.3 Volumes gaspillés	103
VII.4.2.4 Fuites.....	104
VII.4.3.Paramètres agissant sur le rendement.....	104
VII.4.4 Recherche des fuites	105
VII .4.4.1. Surveillance du réseau	105
VII.4.4.2 Méthodes acoustiques traditionnelles	105
VII.4.4.3 Méthodes nouvelles	106

Conclusion.....108

Liste des figures

Figure I.1 : Carte géographique de la ville de Tipaza.....	2
Figure III .1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré.....	23
Figure III.2 : Conduite d'arrivée.....	24
Figure III.3 : Conduite de départ.....	25
Figure III.4 : Conduite de trop plein et de trop plein.....	26
Figure III.5 : By-pass avec la conduite d'arrivée et de départ.....	26
Figure IV.1: Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation.....	40
Figure VI.1 : pose de canalisation dans un terrain ordinaire.....	90
FigureVI.2: Bulldozer.....	94
FigureVI.3: Pelle hydraulique.....	94
Figure VI.4 : Compacteur.....	95
Figure VI.5: Chargeur.....	96
FigureVI.6 : Réseaux à nœuds.....	96

Liste des graphes

Graphe II-1 : Histogramme de la consommation journalière.....	20
Graphe II-2 : Courbe intégrale de consommation journalière.....	20
Graphe(III-1) : balance (ressources / besoin).....	30
Graphe (III-2) : balance (stockage existant/ stockage nécessaire).....	31

Liste des tableaux

Tableau N°I-1: pluie maximale journalière pour l'année 2005 – 2006.....	4
Tableau N°I-2: températures moyennes annuelles.....	4
Tableau N°I-3 : variation annuelle de l'humidité	4
Tableau N°I-4 : vents moyens mensuels	5
Tableau N°II-1 : population du chef-lieu.....	6
Tableau N°II-2 : Population située au niveau des localités secondaires.....	7
Tableau N°II-3 : population du pos AU2.....	7
Tableau N°II-4 : population du pos AU3.....	7
Tableau N°II-5 : récapitulatif du nombre d'habitants total	7
Tableau N°II-6 : Débit Moyen domestique Tipaza Chef-Lieu et Localité Secondaire.....	7
Tableau N°II-7 : débit moyen domestique pos AU2.....	8
Tableau N°II-8 : débit moyen domestique pos AU3.....	8
Tableau N°II-10 : débit moyen journalier (équipement culturel).....	9
Tableau N°II-11: débit moyen journalier (équipement scolaire).....	9
Tableau N°II-12 : débit moyen journalier (équipement sportif).....	10
Tableau N°II-13 : débit moyen journalier (équipement touristique).....	10
Tableau N°II-14 : récapitulatif des débits moyens journaliers des équipements.....	10
Tableau N°II-15: débit moyen journalier (équipement administratifs).....	11
Tableau N°II-16 : débit moyen journalier (équipements commerciales).....	11
Tableau N°II-17 : débit moyen journalier (équipements socioculturels et sportifs).....	11
Tableau N° II-18 : tableau récapitulatif du débit moyen journalier.....	11
Tableau N°II-19 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Haute).....	12
Tableau N°II-20 débit moyen journalier d'équipements (Zone Moyenne).....	12
Tableau N°II-21 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Basse).....	13
Tableau N°II-22 récapitulatif du débit d'équipement du POS AU3.....	13

Tableau N°II-23 : débit moyen journalier du chef-lieu et les localités secondaires.....	13
Tableau N°II-24 : débit moyen journalier du pos AU2.....	14
Tableau N°II-25 : débit moyen journalier pos AU3.....	14
Tableau N°II-26 : débit Max journalier du chef-lieu et localités secondaires.....	14
Tableau N°II-27 : débit max journalier du POS AU2.....	15
Tableau N°II-28 : débit max journalier du POS AU3.....	15
Tableau N°II-29 : débit max journalier total.....	15
Tableau N°II-30 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière.....	16
Tableau N°II-31 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.....	16
Tableau N°II-32 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants.....	17
Tableau N°II-33 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants.....	18
Tableau N°II-34 CONSOMMATION cumulée journalière.....	19
Tableau N°III-1 : calculs de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire.....	29
Tableau N° III-2 : Débit actuel mobilisé pour Tipaza.....	29
Tableau N°III-3 : Balance (ressource/ besoins).....	30
Tableau N°III-4 : balance (stockage existant/ stockage nécessaire)	31
Tableau N°III-5 : caractéristique du réservoir (R1).....	33
Tableau N°III-6 : Détermination de la capacité de réservoir.....	34
Tableau N°III-7 : caractéristique du réservoir (R2) de mise en charge.....	35
Tableau N°III-8 : caractéristique du réservoir (R3) Ouest.....	36
Tableau N°III-9 : caractéristique du réservoir (R4) Est.....	36
Tableau IV.1 : Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ϵ	42
Tableau IV.2 : Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites.....	43
Tableau VI.3 : capacité de stockage existant Zone I	44

Tableau IV.4 : capacité de stockage existant Zone II	45
Tableau IV.5 : capacité de stockage existant Zone III.....	45
Tableau IV.6 : Caractéristiques du réservoir Tampon R2000m3.....	45
Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel.....	47
Tableau IV.8 : Tronçons dont la vitesse inférieure à la normale.....	63
Tableau V.9 : Tronçons dont les vitesses supérieures à la normale.....	64
Tableau V.3 . Nœuds dont les pressions inférieures à la normale.....	65
Tableau V.1 : Calcul des débits nodaux pour le réseau projeté.....	70
Tableau VI.1 : choix du coefficient du talus.....	90
Tableau VI.2 : Capacité du godet en fonction du volume de terrassement.....	91
Tableau VI.3 : Choix du bulldozer en fonction de la capacité du godet.....	93
Tableau VI.4 : Temps de réalisation d'opérations	96
Tableau VII.1 : Equipements du réservoir.....	99

Introduction :

Avant d'entamer les différents points nécessaires à l'étude. Il convient de faire ressortir les caractéristiques propres et le prélèvement au niveau de la ville de Tipaza. Ces caractéristique vont guider à la mise en place du schéma d'alimentation et se représentations par la situation topographique et urbanistique de la ville.

I.1.Situation géographique :

La wilaya de Tipasa fait partie de la région nord centre fortement urbanisée et polarisante à la fois, Jouissant d'atouts majeurs économiques, touristiques et naturels, la mettant à l'avant garde du reste Du territoire national.

Elle est limitée géographiquement par :

- la mer méditerranéenne au Nord.
- la wilaya de Blida au Sud.
- la wilaya d'Alger à l'Est.
- la wilaya de Chlef à l'Ouest.
- la wilaya de Ain Defla au sud-ouest.

La Commune de Tipasa érigée chef-lieu de wilaya en 1985, se situe dans les couffins Ouest du Sahel d'Alger et dans la partie Est du Massif du Chenoua et la vallée de l'oued Nador. Elle se trouve à 80 km d'Alger et couvre une superficie d'environ 7000 Ha. Elle regroupe une population de

Habitants, Le territoire de la wilaya de Tipasa couvre une superficie de 1707 Km².

Elle est limitée :

- Au Nord par la mer méditerranée
- Au Sud par les Communes de Sidi Rached et de Nador
- A l'Est par la Commune de Aïn Tagourait
- A l'Ouest, par la Commune de Cherchell.

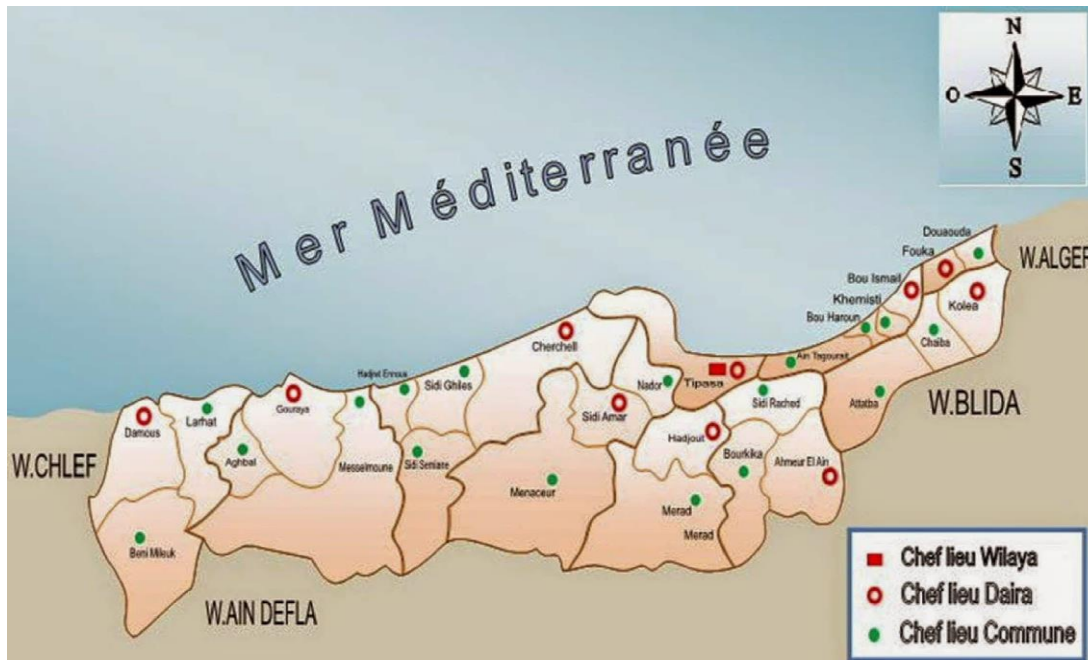


Figure I-1 : Carte géographique de la ville de Tipaza

Relief :

Au Nord-Ouest de la Wilaya la chaîne de montagnes comprenant l'Atlas Blidéen laisse la place à deux importants ensembles .Les Monts du Dahra et du Zaccar /le Mont du Chenoua.

Au Nord Est, la Mitidja s'étendant essentiellement sur la Wilaya de Blida se trouve limitée au niveau de la Wilaya de Tipaza par le bourrelet constitué par le sahel (Altitude Moyenne 230 M).

Au Nord du Sahel un cordon littoral présente un rétrécissement et une élévation graduelle d'Est en Ouest jusqu'à disparition par endroits à Tipaza et dans la Daïra de Cherchell et Sidi-Amar où le relief très accidenté autour du Mont du Chenoua présente des escarpements importants en bordure de la Mer.

I.2.Les données naturelle du la ville de TIPAZA : [1]

I.2.1.Topographie :

S'agissant d'une agglomération du bord de mer dont la cote la plus basse se situe au niveau de la mer ($Z=0$).

La ville est adossée sur un piémont qui prend départ du niveau de la mer au nord et s'élève vers le sud en pente irrégulière.

Aussi les parties les plus basses se situent au niveau de la mer dont la cote (0) et la plus haute se situe au sud à une cote moyenne de (155 m).

Cette différence assez importante impose une alimentation à étage.

Aussi il existe et à juste titre trois (3) étages d'alimentation.

- 1er étage ou Zone I compris entre les cotes (+0 et 47 m) ;
- 2eme étage ou Zone II compris entre les cotes (47 m et 85 m) ;
- 3eme étage ou Zone III compris entre les cotes (85 m et 155 m) ;

A ces zones viendra s'ajouter un 4eme étage imposé par l'assiette du POS AU 3 qui atteint la côte 200 m qui reste supérieure à tous les réservoirs de stockage existants ;

NB : le POS c'est le plan d'occupation du sol.

Cette configuration liée à la particularité de la topographie sera une donnée Incontournable dans la projection des améliorations ont apporté.

I.2.2Géologie :

La géologie étudie la nature du sol, qui détermine le mode de réalisation des tranchés et les engins à utiliser.

Le sol de la commune de TIPASA se caractérise par les textures suivantes :

- Sable argileux : plus ou moins rubéfiés, l'épaisseur de cette couche est très variable.
- Faciès argileux : est entrecoupé par une formation éruptive.
- Faciès calcaire ou calcaire-gresseux : avec ou sans galets, typiquement mollassique.
- Alluvions actuelles : formant les terrasses inférieures des oueds et aussi répandues par étalement des vallées composées de limon argileux et sableux avec ou sans cailloutis, l'épaisseur de cette formation varie entre 10 et 30 m.

I.2.3 Sismicité :

La ville de TIPASA se trouve dans la zone territoriale où l'activité sismique n'est pas négligeable, car elle se situe au-dessus de la faille tectonique qui sépare le continent Africain du continent Européen. Donc les études de génie civil doivent prendre en considération cette particularité

I.2.4Situation climatologique :

I.2.4 .1 climat :

Le climat de TIPASA est de type méditerranéen à tendance subhumide comprenant deux saisons : l'un d'hiver s'étalant d'octobre à mars et l'autre d'été allant d'avril à septembre (c'est-à-dire que en hiver est doux et humide, et en été est chaud et sec).

a) Pluviométrie :

La ville de TIPASA est caractérisée par des précipitations annuelles variant entre 0 et 47.5 mm/j, les pluies sont généralement irrégulières et surtout torrentielles. La sécheresse caractérise le mois de Juin, Juillet, et Août, mais d'une année sur une autre elles peuvent être précoce (Mai) ou tardive (Octobre).

Tableau N° I-1: pluie maximale journalière pour l'année 2005 – 2006 [2]

mois	Jan	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sep	Oct	Nov	Dec
Pluviométrie (mm)	41.3	16.8	39.1	160	6.4	2.3	5.1	7.1	20	58.1	50.4	64.6

b) La température :

La commune présente d'un climat méditerranéen doux avec quelques nuances continentales. les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude .s'étendant entre mai et septembre.la température moyenne annuelle est de 17,55°c avec un minimum de 1,2°c et un max de 42,6°c.

Le tableau I – 2 nous donne un aperçu sur la variation des températures moyennes durant l'année

Tableau N°I-2: températures moyennes annuelles [3].

mois	jan	Fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Températures °c	8.3	7.7	12	14.7	19.02	23.5	26.2	25.5	26.3	21.9	13.7	11.7

Source : [ONM] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).

c) Humidité :

La région d'étude est caractérisée par une forte humidité à l'exception de la période estivale, Les hivers sont doux et humides d'octobre à mars suivis d'une saison sèche et chaude s'étendant entre mai et sept

La variation de l'humidité dans l'air est assez considérable comme l'illustre le tableau I – 3

Tableau N°I-3 : variation annuelle de l'humidité [3].

mois	Jan	Fev	mar	avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Humidité %	79	79	77	73	70	75	70	70	71	76	62	76

d) Les vents :

En hiver c'est la prédominance des vents d'ouest ils ont une direction ouest, nord-ouest. Le reste de l'année ils peuvent être très forts et dévastateurs comme la tempête qui a frappé la région en avril 1989.elle a une force qui est égale ou inférieure à 6,5 sur une échelle de 0à9 elle peut atteindre 100km/h tandis qu'en été les brises maritimes. Rafraichissantes n'arrivent pas à franchir les collines.

Pour avoir un aperçu de la grandeur de ces vents on propose le tableau I – 1 qui récapitule les vents moyens mensuels durant l'année.

Tableau N°I-4 : vents moyens mensuels [3]

Mois	jan	Fev	mar	Avr	mai	juin	juil	août	sep	oct	nov	dec
Vitesse (km/h)	2.83	3.02	3.3	4.31	4.13	3.78	3.91	3.78	1.82	1.44	2.06	2.52

I.3 Situation urbanistique :

La ville de Tipaza et l'une des plus anciennes villes du pays, à ce titre la partie la plus ancienne se situe en bord de mer et recèle encore les vestiges d'une ville romaine.

Cette partie appelée aussi site historique constitue la Zone I.

Son urbanisme est bien conçu avec des alignements réguliers, Son armature urbaine est de type horizontal situé entre un simple rez-de-chaussée et R+2.

Autour du site historique la ville s'est développée dans toutes les directions mais surtout vers le sud.

L'armature urbaine de cette zone de développement offre un urbanisme constitué dans sa grande partie en ensemble de logements ou cités avec quelques constructions individuelles.

Le développement accéléré de la ville va être dirigé vers les trois POS (POS AU 1, POS AU 2, POS AU 3) dans l'alimentation en eau potable reste lié à un renforcement que doit proposer la présente étude.

Le POS AU 1 constitué essentiellement par les nouveaux équipements de la ville à l'est à proximité du POS AU3. (Ces équipements sont considérés comme équipement du (chef-lieu) , par contre les Habitations sont comptées avec le POS AU3.

CONCLUSION :

Après ce résumé de la présentation de la ville, on a ressortir quelque point nécessaire, basé essentiellement sur la situation topographique qui va nous aider à garantir une meilleure projection du nouveau système d'alimentation en eau potable de la ville de Tipaza, de telle façon à assurer l'alimentation convenable de la ville, mais surtout pour les deux POS AU2 et AU3 constituant le développement futur de la ville.

INTRODUCTION :

Cette estimation en eau L'estimation des besoins en eau d'une agglomération nous exige de donner une dotation pour chaque catégorie de consommateur. Cette dernière est définie comme un rapport entre le débit journalier dépend de plusieurs facteurs par exemple l'évolution de la population, ce qui nous entraîne de calculer dans ce chapitre, pour un horizon d'étude à long terme de 2036.

II. Population :

Partant de la situation de l'agglomération (topographique et urbanistique) qui nous impose de prendre en considération quatre étages d'alimentation avec des densités de population différente . L'horizon d'étude a été fixé en commun accord avec les services de l'hydraulique de la wilaya de Tipaza pour l'an **2036** concernant les infrastructures existantes et le système d'adduction. Ainsi en prenant en considération le recensement de **2016** et en tenant compte des taux de **2,5 %** serait significatif par rapport à toutes la région de chef lieu, ainsi que le taux

d'accroissement est de **2,25%** pour les localités secondaires dont la composante sociale et le support économique reste dans une large mesure le même.

Aussi le taux permettant l'estimation de la population sera de **2.50 %** qui prendra en charge le développement naturel et celui engendré par les nouveaux pos.

Les taux permettant l'estimation de la population sera de (**2,5 et 2,25 %**) entre **2016** et **2036**

Partant du recensement de **2016** qui donne une population d'habitants, la méthode de calcul sera comme suit :

$$p_1 = p_0 (1+x)^t \dots\dots\dots (II.1)$$

p₁ : population à l'horizon considéré

p₀ : population de l'année de référence

x : taux d'accroissement annuel (%)

t : nombre d'unités séparant les deux (**02**) horizons considérés.

II.1 Population alimentées par le réseau de Tipaza :

Le réseau d'alimentation en eau potable de Tipaza prend en charge le chef-lieu de wilaya ainsi les localités secondaires avoisina

Tableau N°II-1 : population du chef-lieu

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
taux d'accroissement (%)	2,5	2,5	2,5	2,5	2.5
population (Hab)	17800	20139	22785	25779	29166

Tableau N°II-2 : Population située au niveau des localités secondaires.

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
taux d'accroissement (%)	2,25	2,25	2,25	2,25	2,25
total localités secondaires (Hab)	6055	6767	7563	8453	9448

Tableau N°II-3 : population du pos AU2

habitation pos AU2	Logement	Hab/logt	Total habitation
population pos AU2 (Hab)	3623	7	25361

Tableau N°II-4 : population du pos AU3

habitation pos AU3	Logement	Hab/logt	Total habitation
population pos AU3 (Hab)	1614	7	11300

Tableau N°II-5 : récapitulatif du nombre d'habitants total :

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
population Tipaza chef-lieu (Hab)	17800	20139	22785	25779	29166
population localité secondaire (Hab)	6055	6767	7563	8453	9448
population totale des pos (AU2) (Hab)	25361	25361	25361	25361	25361
population totale des pos (AU3) (Hab)	11300	11300	11300	11300	11300
population totale (Hab)	60516	63567	67009	70893	75275

II.2 Débit moyen domestique :

Le débit moyen journalier domestique (Q_{moyj}) est estimé comme suit :

$$Q_{moyj} = \text{Population} \times \text{dotation} \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

La dotation a été prise en commun accord avec les services de l'hydraulique de la wilaya

- 200l/j/hab. pour le chef-lieu de la ville de Tipaza et POS AU2, AU3
- 150 l/j/hab. pour les localités Secondaires

Tableau N°II-6 : Débit Moyen domestique Tipaza Chef-Lieu et Localité Secondaire.

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
débit moyen domestique Tipaza chef-lieu (l/s)	41.20	46.62	52.74	59.67	67.51
débit moyen domestique localités secondaire (l/s)	10.51	11.75	13.13	14.75	16.40
débit moyen domestique total (l/s)	51.71	58.37	65.87	74.42	83.91

Tableau N°II-7 : débit moyen domestique pos AU2

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
Débit moyen domestique (l/s)	58.71	58.71	58.71	58.71	58.71

Tableau N°II-8 : débit moyen domestique pos AU3.

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
Débit moyen domestique (l/s)	26.16	26.16	26.16	26.16	26.16

II.3 Débit moyen journalier d'équipement :

II.3.1 Chef-lieu et localités secondaires [4].

Equipement	unité		Dotation	Besoins
	surface (m ²)	Nombre	(l/j/u)	L/j
APC	650	1	2	1300
Trésor Wilaya	350	1	2	700
EDGA	1050	1	2	2100
BNA	160	1	3	480
Daïra	115	1	3	345
Gendarmerie	5000	1	2	10000
Sûreté wilaya	900	1	3	2700
Gendarmerie	500	1	5	2500
EPEAL	350	1	10	3500
Dépôt Diprochim	1800	1	10	18000
Sûreté Urbaine	2600	1	5	13000
Secteur Militaire	4000	1	5	20000
Administration Divers	2800	1	2	5600
PTT	400	1	2	800
Douane	360	1	2	720
Station d'essence	2300	1	5	11500
Gare routière	5800	1	1	5800
Cité Administratif	9000	1	2	18000
BNA	900	1	3	2700
Gendarmerie	5500	1	5	27500
Secteur Militaire	3600	1	5	18000
Hôtel de Finance	1500	1	25	37500
Tribunal	1000	1	3	3000
Marché Couvert	1400	1	15	21000
Administration Divers	1000	1	2	2000
Sonelgaz	750	1	3	2250
Total (L/j)				230995
Total (L/s)				2,67

Tableau N°II-10 : débit moyen journalier (équipement culturel) [4].

Equipement	unité		Dotation (l/j/u)	Besoins L/j
	surface (m ²)	Nombre		
Affaires Religieuses	300	1	10	3000
Eglise	350	1	10	3500
Centre Culturel	870	3	10	26100
Centre Maghrébin	170	1	5	850
Cinéma	300	1	5	1500
Ecole de Couture	200	1	5	1000
Ecole de pêche sou marine	2150	1	10	21500
Académie	240	1	5	1200
Centre de Recherche Archéologique	2000	1	2	4000
Musée	300	1	2	600
Centre de Formation	600	2	10	12000
Kasma	220	1	3	660
CAPS	200	1	5	1000
Mouhafada Moudjahidine	500	1	3	1500
Mosquée	3000	3	50	450000
Munatec	1500	1	5	7500
Total (L/j)				535910
Total (L/s)				6,20

Tableau N°II-11: débit moyen journalier (équipement scolaire) [4].

Equipement	unité		Dotation (l/j/u)	Besoins L/j
	élève	Nombre		
Ecole Fondamentale 1	500	3	25	37500
Ecole Fondamentale 2	600	1	20	12000
CEM600	600	1	20	12000
Lycée800	600	1	35	21000
Total (L/j)				82500
Total (L/s)				0,95

Tableau N°II-12 : débit moyen journalier (équipement sportif) [4].

Equipement	unité		Dotation	Besoins
	surface (m ²)	Nombre	(l/j/u)	L/j
Complexe Sportif	2200	1	5	11000
Stade	10000	1	2	20000
Direction de la jeunesse et des Sport	1700	1	2	3400
Terrain de Sport	3200	1	2	6400
Centre Sportif	2200	1	5	11000
Stade	10000	1	2	20000
Salle omnisports	1400	1	10	14000
Total (L/j)				85800
Total (L/s)				0,99

Tableau N°II-13 : débit moyen journalier (équipement touristique) [4].

Equipement	unité		Dotation	Besoins
	surface (m ²)	Nombre	(l/j/u)	L/j
Matares	1200	1	90	108000
Corne d'Or	250	1	90	22500
CET	1000	1	90	90000
Total (L/j)				220500
Total (L/s)				2,55

Tableau N°II-14 : récapitulatif des débits moyens journaliers des équipements.

désignation	m ³ /j	m ³ /s	l/s
équipement administratif	231	0,0027	2,67
équipement scolaire	83	0,0010	0,95
équipement sanitaire	178	0,0021	2,05
équipement culturel	536	0,0062	6,20
équipement sportif	86	0,0010	0,99
équipement touristique	221	0,0026	2,55
total débit équipement	1333	0,015	15,43

II.3.2 Equipements du POS AU2 : [4]**Tableau N°II-15:** débit moyen journalier (équipement administratifs).

Agglomération	Equipement	Nombre	Dotation	Besoins	Besoins
		unité	(m3/j/u)	m3/j	l/s
POS AU2	Equipement administratif	2	25	50	0,58
	Siège Daïra	1	20	20	0,23
	Siège APC	1	20	20	0,23
	Sûreté de la daïra	1	35	35	0,41
	Agence PTT	1	20	20	0,23
	Palais des congrès	1	30	30	0,35
	Centre des affaires	1	30	30	0,35
Débit total				205	2,37

Tableau N°II-16 : débit moyen journalier (équipements commerciales).

Agglomération	Equipement	Nombre	Dotation	Besoins	Besoins
		unité	(m3/j/u)	m3/j	l/s
POS AU2	Commerces et services intégrés	1	100	100	1,16

Tableau N°II-17 : débit moyen journalier (équipements socioculturels et sportifs).

Agglomération	Equipement	Nombre	Dotation	Besoins	Besoins
		unité	(m3/j/u)	m3/j	l/s
POS AU2	Centre Culturel	1	15	15	0,17
	Hôtel	3	70	210	2,43
	Musée	1	15	15	0,17
	Mosquée	1	55	55	0,64
	Bibliothèque municipale	1	10	10	0,12
Débit total				305	3,53

Tableau N° II-18 : tableau récapitulatif du débit moyen journalier

	Débit d'équipement (l/s)
POS AU2	7,64

II.3.3 Equipements du POS AU3 : [4]**Tableau N°II-19** : débit moyen journalier d'équipements (Zone Haute).

Equipement	Superficie	Dotation	Q moyj
	(m2) ou taux	l/j/m2	(l/s)
Groupe scolaire	15000	0,5	0,09
Espace vert	600	0,1	0,001
Equipement, De proximité	16000	0,1	0,02
TOTAL			0,11

Tableau N°II-20 débit moyen journalier d'équipements (Zone Moyenne)

Equipement	Superficie	Dotation	Qmoyj
	(m2)	l/j/m2	(l/s)
Parc urbain	16500	0,1	0,02
Groupe scolaire	15000	0,5	0,09
Equipement De proximité	34000	0,1	0,04
Equipement sanitaire	10000	0,5	0,06
Centre apprentissage	19600	0,1	0,02
Ecole d'archive	27000	0,2	0,06
Lycée	10000	0,5	0,06
Regroupement sportif	14000	0,1	0,02
Espace vert	16700	0,1	0,02
TOTAL			4,78

Tableau N°II-21 : débit moyen journalier d'équipements (Zone Basse). [4]

Equipement	Superficie	Dotation	Q moyj
	(m2) ou taux	l/j/m2	(l/s)
Centre de sauvegarde	4000	0,5	0,02
Centre médical	5000	0,5	0,03
Hôpital	120	200	0,28
Ecole paramédical	2200	0,5	0,01
Mosquée	10000	1,5	0,17
Lycée	19000	0,5	0,11
Station météo	1200	0,1	0
Equipement restaurant	10000	0,5	0,06
Hôtel	300	100	0,35
Centre multiservice	33000	0,1	0,04
Ecole de tourisme	36000	0,1	0,04
Centre commercial	8000	0,1	0,01
Auberge de jeunes	29000	0,1	0,03
Centre de rééducation	30000	0,1	0,03
Gare routière	30000	0,1	0,03
TOTAL			1,22

Tableau N°II-22 récapitulatif du débit d'équipement du POS AU3.

Débit Equipement	
zone	(l/s)
zone haute	0,11
zone moyenne	4,78
zone basse	1,22
POS AU3	6,11

Tableau N°II-23 : débit moyen journalier du chef-lieu et les localités secondaires

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
Débit Moyen domestique du Chef-Lieu (l/s)	41.20	46.62	52.74	59.67	67.51
Débit Moyen domestique (Localité Secondaire) (l/s)	10.51	11.75	13.13	14.75	16.40
Débit d'équipement (chef-lieu et localités sec) (l/s)	15,43	15,43	15,43	15,43	15.43
Débit Moyen journalier Total de Tipaza (l/s)	67.14	73.8	81.3	89.85	99.33

Tableau N°II-24 : débit moyen journalier du pos AU2 :

horizon		2016	2036
Besoin Domestique	(L/s)	58,71	58,71
Besoin Equipement	(L/s)	7,64	7,64
Besoin TOTAL	(L/s)	66,35	66,35

Tableau N°II-25 : débit moyen journalier pos AU3 :

horizon		2016	2036
Besoin Domestique	(L/s)	26,16	26,16
Besoin Equipement	(L/s)	6,11	6,11
Besoin TOTAL	(L/s)	32,27	32,27

II.4 Variation de la consommation journalière :

II.4.1 Coefficient d'irrégularité maximum journalière :

Le coefficient d'irrégularité journalière maximum (**Kmaxj**) qui tient compte des pertes d'eau dans le réseau et des gaspillages peut être obtenu par le rapport de la consommation maximale journalière à la consommation moyenne journalière.

$$\mathbf{K_{Maxj}} = \frac{\mathbf{Q_{maxj}}}{\mathbf{Q_{moyj}}} \dots\dots\dots \mathbf{(II.3)}$$

Avec : $\mathbf{K_{maxj}} \in [1.1 \div 1.3]$

On prend $\mathbf{Kmaxj} = 1.3$

Ce coefficient nous permet de savoir de combien de fois le débit maximum journalier dépasse le débit moyen journalier.

II.4.1.1 Débit max journalier :

Tableau N°II-26 : débit Max journalier du chef-lieu et localités secondaires.

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
débit moyen journalier total de Tipaza (l/s)	67.14	73.8	81.3	89.85	99.33
k max j	1,3				
débit max journalier (l/s)	87	96	106	117	129

Tableau N°II-27 : débit max journalier du POS AU2.

horizon	2016	2036
besoin total (l/s)	66,35	66,35
k max j	1,3	
débit max journalier (l/s)	86	86

Tableau N°II-28 : débit max journalier du POS AU3.

horizon	2015	2025
besoin total (l/s)	32,27	32,27
k max j	1,3	
débit max journalier (l/s)	42	42

Tableau N°II-29 : débit max journalier total

horizon	2016	2021	2026	2031	2036
débit max journalier Tipaza et localités secondaires (l/s)	87	96	106	117	129
débit max journalier pos au2 (l/s)	86	86	86	86	86
débit max journalier pos au3 (l/s)	42	42	42	42	42
débit max journalier total (l/s)	215	224	234	245	257

II.4.2 Coefficient d'irrégularité minimum journalier :

Il est défini comme étant le rapport de la consommation minimale journalière et la consommation moyenne journalière.

$$K_{\min j} = \frac{Q_{\min j}}{Q_{\text{moyj}}} \dots\dots\dots (II.4)$$

Avec : $K_{\min} = [0.7 \div 0.9]$

Il nous indique de combien de fois la consommation minimale journalière est inférieure à la consommation moyenne journalière.

Le débit minimum journalier est défini comme étant le débit d'une journée de l'année ou la consommation est minimale. Il est donné par la formule

$$Q_{\min j} = Q_{\text{moyj}} * k_{\min j} \dots\dots\dots (II.5)$$

$K_{\min j}$: Coefficient d'irrégularité minimum journalier =0,9.

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau N°II-30 : calcul de la consommation maximale et minimale journalière.

ville	Qmoyj (m ³ /j)	Kminj	Qminj (m ³ /j)
Tipaza	5800.90	0.9	5220.81

II.5 Variation de la consommation horaire :

II.5.1 Détermination des débits horaires :

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

II.5.1.1 Débit moyen horaire :

Le débit moyen horaire est donné par la relation suivante :

$$Q_{\text{moyh}} = \frac{Q_{\text{maxj}}}{24} \dots\dots\dots \text{(II.6)}$$

- Avec : - Qmoyh : débit moyen horaire en m³/h .
- Qmaxj : débit maximum journalier en m³/j.
- Donc : Qmoyh = 18576/24 = 774 m³/h. Qmoyh = 774 m³/h.

1. COEFFICIENT D'IRREGULARITE MAXIMALE HORAIRE (Kmaxh) :

Ce coefficient représente l'augmentation de la consommation horaire pour la journée. Il tient compte de l'accroissement de la population ainsi que le degré du confort et du régime de travail de l'industrie

D'une manière générale, ce coefficient peut être décomposé en deux autres coefficients :

α_{max} et β_{max} tel que :

$$K_{\text{maxh}} = \alpha_{\text{max}} * \beta_{\text{max}} \dots\dots\dots \text{(II.7)}$$

Avec :

α_{max} : Coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et de régime du travail, varie de **1,2** à **1,5** et dépend du niveau de développement local. Pour notre cas on prend $\alpha_{\text{min}} = 1.5$.

β_{max} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II-31 : β_{max} en fonction du nombre d'habitants.

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{max}	2	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,15	1,13	1,1

Pour notre cas on a un nombre d'habitants de **75275hab.**

Donc $\beta_{\text{max}} = 1,13$, d'où la valeur de K_{maxh} sera :

$$K_{\text{maxh}} = 1.5 * 1.13 = 1.7$$

$$K_{\text{maxh}} = 1.7$$

II.5.1.2 Détermination du débit maximum horaire :

Ce débit joue un rôle très important dans les différents calculs du réseau de distribution, il est déterminé par la relation suivante : $Q_{maxh} = K_{maxh} * Q_{moyh}$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire m^3/h .

K_{maxh} : coefficient d'irrégularité maximale horaire.

On a donc :

$$Q_{maxh} = 1,7 * 774 = 1315,8 \text{ m}^3/h.$$

$$Q_{maxh} = 1315,8 \text{ m}^3/h.$$

II.5.1.3 Coefficient d'irrégularité minimale horaire (K_{minh}) :

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

$$K_{minh} = \alpha_{min} * \beta_{min}$$

Avec :

α_{min} : coefficient qui tient compte du confort des équipements de l'agglomération et du régime de travail, varie de **0,4** à **0,6**. Pour notre cas on prend : $\alpha_{min} = 0,4$.

β_{min} : Coefficient étroitement lié à l'accroissement de la population.

Tableau N°II-32 : β_{min} en fonction du nombre d'habitants

Habitant	1000	1500	2500	4000	6000	10000	20000	30000	50000	100000
β_{min}	0,1	0,1	0,1	0,2	0,25	0,4	0,5	0,6	0,63	0,7

Donc pour notre cas on prend : $\beta_{min} = 0,63$

D'où la valeur de K_{minh} sera : $K_{minh} = 0,4 * 0,63$

$$K_{minh} = 0,25$$

II.5.1.4 Détermination du débit minimum horaire :

Il correspond à l'heure la moins chargée des 24h, cette consommation s'observe pendant les heures creuses. Il est calculé comme suit : $Q_{minh} = K_{minh} * Q_{moyh}$

Avec : Q_{moyh} : débit moyen horaire en m^3/h .

K_{minh} : coefficient d'irrégularité minimal horaire.

$$Q_{minh} = 0,25 * 774 = 193,5 \text{ m}^3/h.$$

$$Q_{minh} = 193,5 \text{ m}^3/h.$$

II.6 Evaluation de la consommation horaire en fonction du Nombre d'habitant :

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. La variation des débits horaires d'une journée est représentée en fonction du nombre d'habitants dans le tableau ci-dessous :

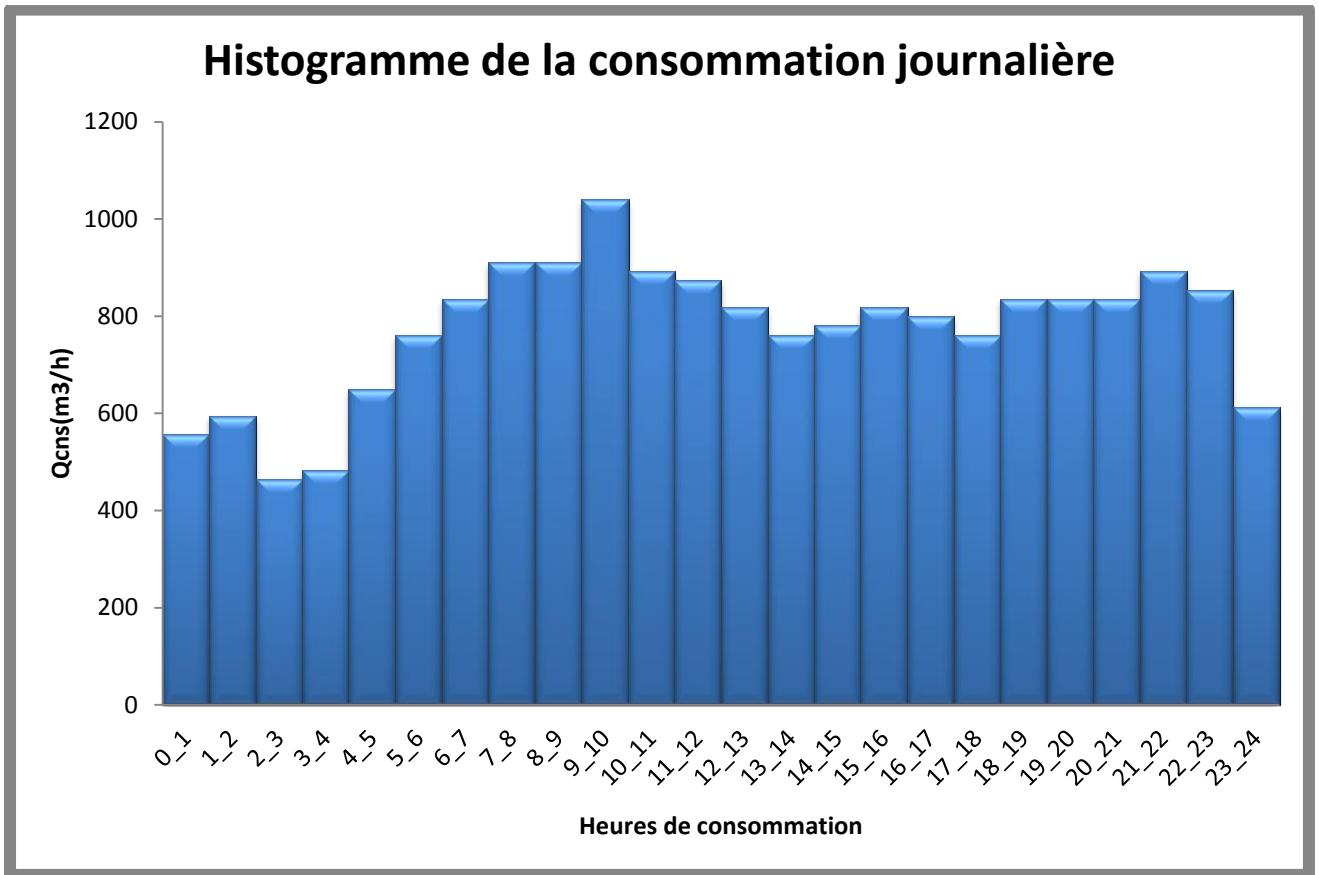
Tableau N°II-33 : répartition des débits horaires en fonction du nombre d'habitants

Heur	Nombre d'habitants				Agglomération de type rurale
	Moins de 10000	10000 à 50000	50 000 à 100000	Plus de 100000	
0-1	1	1.5	3	3.35	0.75
01-02	1	1.5	3.2	3.25	0.75
02-03	1	1.5	2.5	3.3	1
03-04	1	1.5	2.6	3.2	1
04-05	2	2.5	3.5	3.25	3
05-06	3	3.5	4.1	3.4	5.5
06-07	5	4.5	4.5	3.85	5.5
507-08	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
08-09	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
09-10	5.5	6.25	4.6	5.05	3.5
10-11	4.5	6.25	4.8	4.85	6
11-12	5.5	6.25	4.7	4.6	8.5
12-13	7	5	4.4	4.6	8.5
13-14	7	5	4.1	4.55	6
14-15	5.5	5.5	4.2	4.75	5
15-16	4.5	6	4.4	4.7	5
16-17	5	6	4.3	4.65	3.5
17-18	6.5	5.5	4.1	4.35	3.5
18-19	6.5	5	4.5	4.4	6
19-20	5.0	4.5	4.5	4.3	6
20-21	4.5	4	4.5	4.3	6
21-22	3	3	4.8	3.75	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-24	1	1.5	3.3	3.7	1

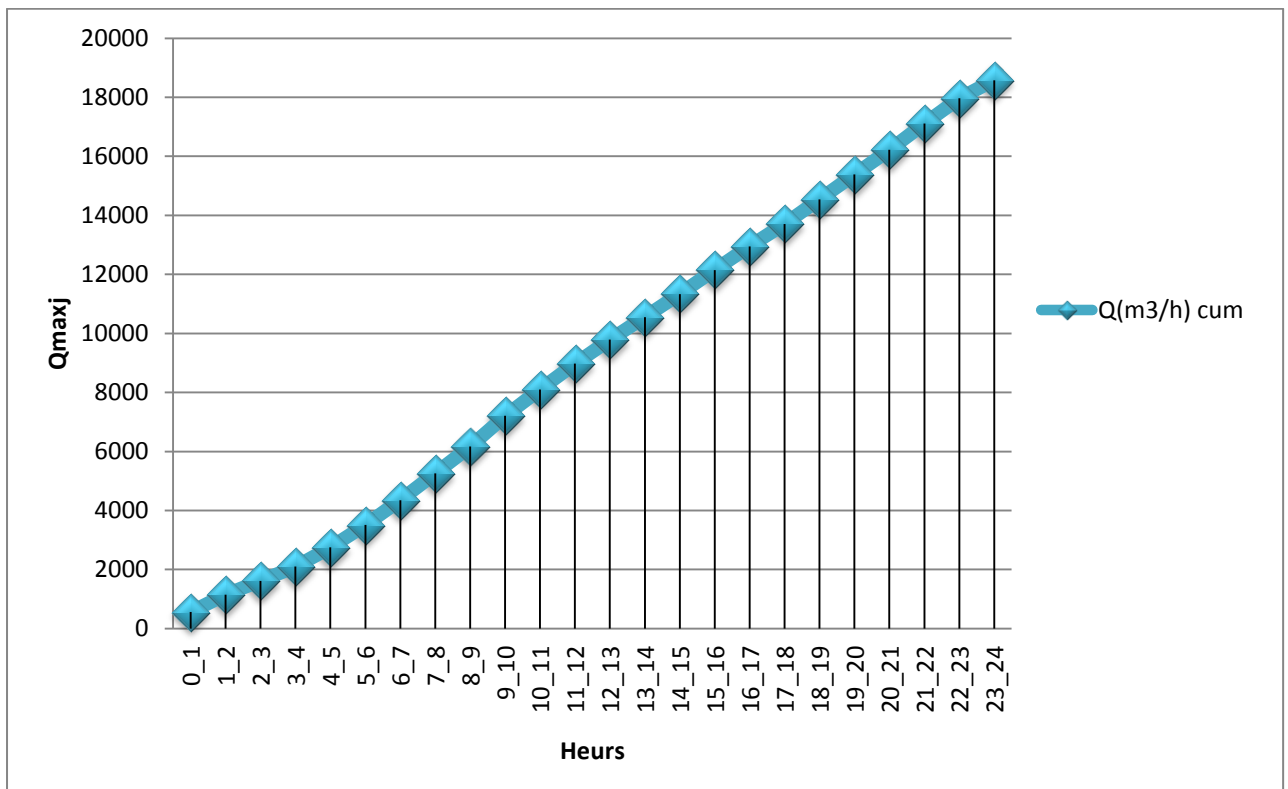
Tableau N°II-34 CONSOMMATION cumulée journalière

heure	distribution (%)	Q (m3/h) consommé	courbe intégrale	
			%cum	Q (m3/h) cum
0-1	3,00	557,28	3,00	557,28
1-2	3,20	594,43	6,20	1151,71
2-3	2,50	464,40	8,70	1616,11
3-4	2,60	482,98	11,30	2099,09
4-5	3,50	650,16	14,80	2749,25
5-6	4,10	761,62	18,90	3510,86
6-7	4,50	835,92	23,40	4346,78
7-8	4,90	910,22	28,30	5257,01
8-9	4,90	910,22	33,20	6167,23
9-10	5,60	1040,26	38,80	7207,49
10-11	4,80	891,65	43,60	8099,14
11-12	4,70	873,07	48,30	8972,21
12-13	4,40	817,34	52,70	9789,55
13-14	4,10	761,62	56,80	10551,17
14-15	4,20	780,19	61,0	11331,36
15-16	4,40	817,34	65,40	12148,70
16-17	4,30	798,77	69,70	12947,47
17-18	4,10	761,62	73,80	13709,09
18-19	4,50	835,92	78,30	14545,01
19-20	4,50	835,92	82,80	15380,93
20-21	4,50	835,92	87,30	16216,85
21-22	4,80	891,65	92,10	17108,50
22-23	4,60	854,50	96,70	17962,99
23-24	3,30	613,01	100,00	18576,00

Graphe II-1 : Histogramme de la consommation journalière



Graphe II-2 : Courbe intégrale de consommation journalière



CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé les besoins nécessaire pour la ville de Tipaza à l'horizon d'étude 2036, et on remarque que le débit actuel est insuffisant, aussi que le débit nécessaire est plus de deux fois du débit actuel.

Cette augmentation est due essentiellement au deux POS (AU2 et AU3), alors on y obligé de projeté ce déficit dont la capacité sera déterminée dans le prochain chapitre.

Introduction :

La ville Tipaza va prendre en charge un développement futur, ce qui va surement engendrer un déficit en matière de stockage, donc le but de ce chapitre est de déterminer le volume de stockage nécessaire et le projeté de telle façon a assuré le meilleur fonctionnement du réseau.

III.1 Fonctions des réservoirs :**III.1.1 Fonctions techniques des réservoirs :**

Les différentes fonctions d'un réservoir sont :

Régulation de l'apport de la consommation d'eau pour permettre aux pompes :

- ✓ pompes un refoulement constant.
- ✓ sécurité d'approvisionnement.
- ✓ régulation de la pression.
- ✓ simplification de l'exploitation.

Ils doivent être :

- ✓ Etanches
- ✓ Construits avec des matériaux qui ne soit pas susceptibles d'altérer l'eau .
- ✓ bien protéger contre toute contamination d'eau susceptible .
- ✓ Etablir de façon à préserver l'eau contre les variations de la température.

III.1.2 Fonctions économiques :

Les Réservoirs existants sont tous des réservoirs de tête, donc il y à réduction des dépenses d'énergie.

III.2 Classification des réservoirs : [5]

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

- ✓ Enterrés.
- ✓ Semi enterres.
- ✓ Surélevés.

D'après leurs formes, ils peuvent être :

- ✓ Circulaires.
- ✓ Carrés.
- ✓ Rectangulaires.

D'après la topographie de notre agglomération tous les réservoirs existant sont de type semi-enterré.

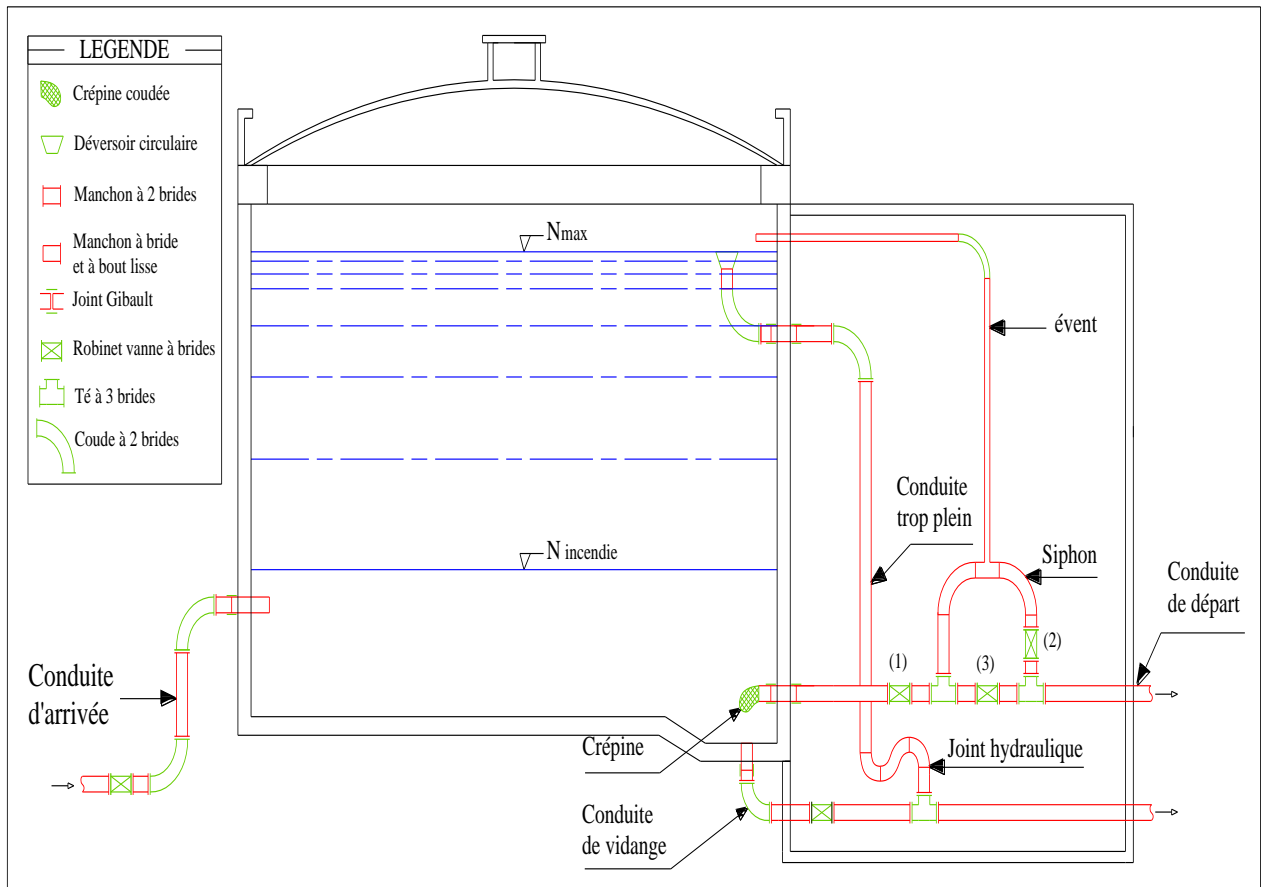


Figure III.1 : Coupe transversale d'un réservoir semi-enterré

III.3 Equipements du réservoir : [6]

L'emplacement du réservoir pose souvent un problème :

Comme La ville de Tipaza se trouve pratiquement sur un terrain de topographie irrégulière, elle est adossée sur un piémont qui prend départ du niveau de la mer au nord et s'élève vers le sud en pente irrégulière.

Aussi les parties les plus basses se situent au niveau de la mer dont la cote (+0) et la plus haute se situe au sud à une cote moyenne de 155 m,

Le type de réservoir semi-enterré apte à assurer la pression de service nécessaire au réseau de distribution.

Aussi On doit toujours tenir compte des considérations suivantes :

- ✓ Pour des raisons d'économie, il est préférable que le remplissage du réservoir se fasse par gravité, ce qui implique qu'on puisse le placer à un niveau bas par rapport à la source d'eau, mais ça ce n'est pas vérifié pour notre réservoirs existants au sud (remplissage par pompage) ; par contre les réservoirs du centre-ville sont alimentés gravitairement.

- ✓ l'alimentation du réseau de distribution doit se faire par gravité, le réservoir doit être construit à un niveau supérieur à celui de l'agglomération ; ce qui est vérifié pour la ville de Tipaza .
- ✓ lorsque plusieurs réservoirs sont nécessaires, on doit les implanter de préférence soit en extrémité du réseau, soit à proximité du centre important de consommation.
- ✓ la cote la radier doit être supérieure à la plus haute cote piézométrique exigée dans le réseau ce qui est respecté dans notre ville .
- ✓ l'emplacement du réservoir doit être aussi choisi de telle façon à pouvoir satisfaire les abonnés des pressions suffisantes .

Le réservoir doit être équipé :

1) Conduite d'arrivée ou d'adduction :

La conduite d'adduction a son débouché dans le réservoir et doit pouvoir s'obturer quand l'eau atteint dans la cuve son niveau maximal, Obturation par robinet-flotteur si l'adduction est gravitaire ou dispositif permettant l'arrêt du moteur si l'adduction s'effectue par refoulement.

Cette conduite peut être installée de plusieurs manières

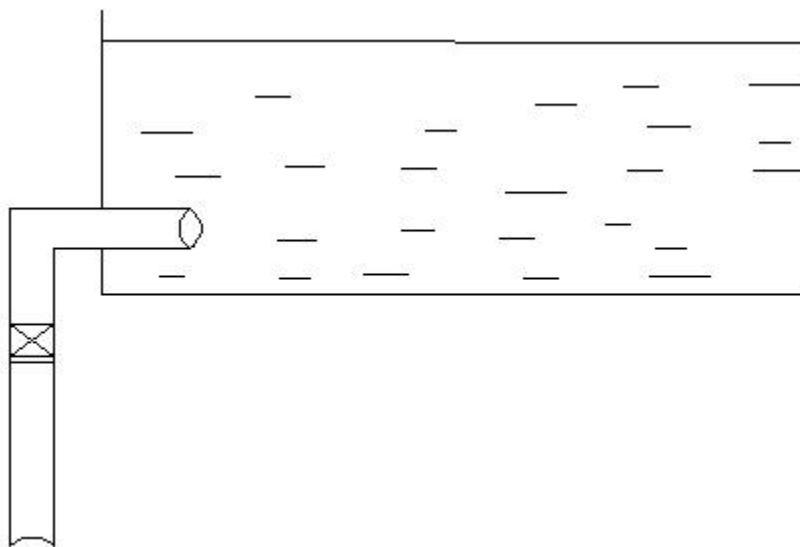


Figure III.2 : Conduite d'arrivée.

- a) **Par Le haut :** soit avec chute libre soit en plongeant la conduite de façon à ce que son extrémité soit toujours noyée, le premier cas provoque une oxygénation de l'eau mais il libère facilement le gaz carbonique dissous et par suite il favorise l'entartrage du réservoir et des conduites.
- b) **Par Le bas :** soit par le bas à travers les parois du réservoir soit par le fond à travers le radier.

2) Conduite de départ ou de distribution :

Le départ de la conduite de distribution s'effectue à 0.15 ou 0.2m au-dessus du radier en vue d'éviter d'introduire dans la distribution des boues ou des sables qui éventuellement pourrait se décomposer dans la cuve.

On réserve au minimum 0.5m au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite en cas d'abaissement maximal du plan d'eau.

L'extrémité de la conduite est munie d'une grille ou crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex.

En cas de rupture de la conduite de distribution et dans l'hypothèse d'un grand réservoir, il faut avoir la possibilité de l'isoler rapidement pour éviter les pertes d'eau en cas de cassure de la conduite de distribution .il pourra être envisagé de rendre automatique la fermeture du robinet en utilisant une vanne-papillon qui se met en marche dès qu'une surtension se manifestera dans la conduite.

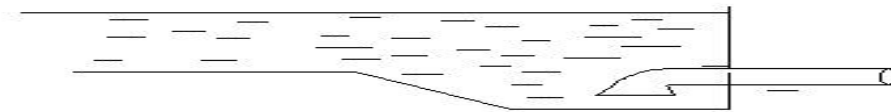


Figure III.3 : Conduite de départ

3) Conduite de trop-plein :

Cette conduite devra pouvoir évacuer la totalité du débit Q arrivant au réservoir. Elle ne comportera pas de robinet sur son parcours. Sa section transversale sera disposée selon un plan horizontal situé à une distance h au-dessous du niveau maximal susceptible d'être atteint dans la cuve.

La canalisation de trop-plein débouchera à un exutoire, mais on peut craindre par cet exutoire une pollution ou une introduction d'animaux ou de moustiques qui pourraient ainsi pénétrer dans le réservoir, ainsi ménage-t-on un joint hydraulique constitué par un siphon qui maintient en eau le tronçon.

Si le réservoir est compartimenté chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein.

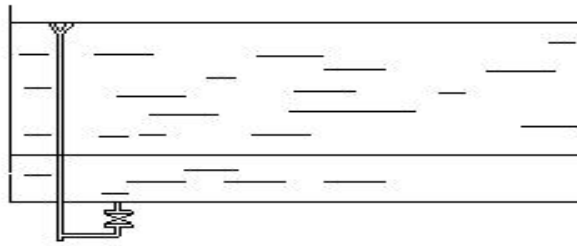


Figure III.4 : Conduite de trop plein et de trop plein.

4) . Conduite de vidange :

La conduite de vidange placée au point bas du réservoir permet une décharge complète vers l'égout pour permettre l'inspection et le nettoyage du réservoir, ainsi que d'éventuelles réparations.

Elle part du point bas du réservoir et se raccorde sur la canalisation de trop-plein, Elle comporte un robinet vanne qui doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter le dépôt de sable (difficulté de manœuvre).

Un dispositif de clapet de nez doit être installé sur les canalisations de trop-plein et de vidange afin de protéger le réservoir d'éventuelle contamination.

Des détecteurs de niveau peuvent être installés dans le réservoir pour signaler les niveaux critiques, le niveau de débordement et le niveau bas notamment pour la protection des pompes.

5) Conduite by-pass :

En cas d'indisponibilité de nettoyage ou réparation si le réservoir n'est pas compartimenté il est bon de prévoir une communication entre les deux conduites (adduction et distribution).

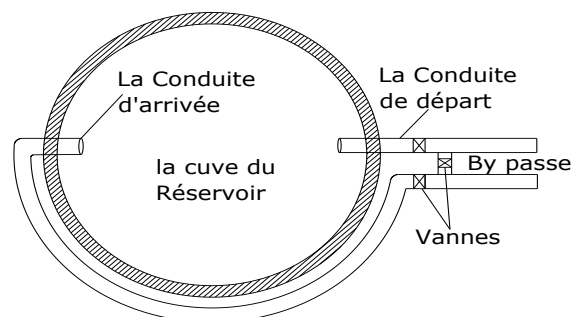


Figure III.5 :By-pass avec la conduite d'arrivée et de départ.

III.3.1 Système de matérialisation de la réserve d'incendie :

C'est une disposition spéciale préserver le volume d'incendie au niveau du réservoir, qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'eau consacrée à l'extinction des incendies est atteint .On a deux systèmes :

- ✓ Système à deux prises dont la réserve n'est pas renouvelable.
- ✓ Système à siphon qui a l'avantage de renouveler constamment la réserve d'incendie.

III.3.2 Les joints d'étanchéité :

Il faudra veiller aux traversés des conduites dans le béton de la cuve (les parois ou radier). A cet effet, un barrage devra être effectué à l'aide d'un produit plastique recouvert de mortier de ciment.

III.4 Hygiène et sécurité :

Pour des raisons d'hygiène et de sécurité, les trois réservoirs sont :

- ✓ couverts pour les protéger contre les variations de températures et l'introduction de corps étrangers.
- ✓ éclairés par des ouvertures munies de plaque de verre ;
- ✓ étanches et ne recevront aucun enduit susceptible d'altérer L'eau ;
- ✓ doivent être aérés par des ouvertures grillées.

III.5 Détermination de la capacité des réservoirs :**III.5.1 Capacité pratique d'un réservoir :**

Dans notre cas, pour calculer la capacité d'un réservoir on doit tenir compte des variations à l'entrée comme à la sortie, du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont, et de la variabilité de la demande.

Pour notre projet, nous avons projeté (04) quatre ouvrages hydrotechniques

La capacité du réservoir est déterminée en fonction du débit d'apport et celui de sortie augmenté éventuellement de la réserve incendie. Deux méthodes peuvent être appliquées pour la déterminer:

- ✓ La méthode analytique.
- ✓ La méthode graphique.

❖ La méthode analytique

La méthode analytique consiste à calculer, pour chaque heure de la journée, le résidu dans le réservoir. Le volume de régulation sera :

$$V_r = \frac{a * Q_{\max,j}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III.1)$$

V_r : capacité résiduelle (m^3),

a: fraction horaire du débit maximum journalier (%).

Q_{\max} : La consommation maximale journalière (m^3/j).

Le volume total détermine en ajoutant le volume d'incendie au volume de régulation :

$$V_T = V_r + V_{inc} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III.2)$$

V_T : capacité totale du réservoir (m^3).

V_{inc} : volume d'incendie estimé à $120 m^3$.

❖ **Méthode graphique**

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation maximale journalière et celle caractérisant l'apport de la station de pompage; en additionnant en valeur absolue les écarts de deux extremums de la courbe de consommation par rapport à celle d'apport, on obtiendra le résidu maximal journalier.

Donc :

$$R_{\max} = |V|^+ |V| \quad (\%) \dots\dots\dots (III.3)$$

Le volume de régulation V_r est calculé selon la formule suivante :

$$V_r = \frac{Q_{\max,j} * R_{\max}}{100} \quad (m^3) \dots\dots\dots (III.5)$$

Dont le volume total sera : $V_t = V_r + V_{inc}$.

En utilisons la méthode analytique, on calcul les différentes capacités des réservoirs Les réservoirs de stockage du réseau d'adduction constituent les réservoirs de tête des réseaux de distribution des différentes localités à desservir.

La capacité d'un réservoir est égale en règle générale à 50 % de la plus forte consommation journalière avec une réserve d'incendie de $120 m^3$.

$$V = (50\% * Q_{\max}) + V_{inc} \dots\dots\dots (III.6) [2]$$

$$V_{inc} = 120 m^3$$

Tableau N°III-1 : calculs de la capacité pratique du volume de stockage nécessaire.

Horizon	2016	2021	2026	2031	2036
Debit max (m ³ /j)	18576	19354	20218	21168	22205
Volume de stockage nécessaire (m ³)	9408	9796,8	10228,8	10704	11222,4

III.5.2 Balance ressource/ besoins :

Après avoir évalué les besoins nécessaire en eaux potable pour la ville de Tipaza ainsi que la reconnaissance de toutes les infrastructures constituants des chaînes d'alimentation, il a été constaté que le système existant a bénéficié d'ouvrages importants (stations de pompage, réservoirs tampons, réservoirs de stockage, conduites ...etc.), le fonctionnement rentable de tous les dispositifs en place reste lié à la disponibilité d'une ressource sure, régulière et suffisante.

C'est le volet qui reste à développer en matière de disponibilité, d'exploitation cohérente et de gestion rigoureuse.

L'alimentation à moyen et à long terme va se faire à partir de la même ressource soit le barrage de Boukourdane, mais reste liée à l'évaluation des déficits existants et à venir.

Les déficits ont été évalués en tenant compte de la ressource déjà mobilisée et exploitée et les besoins existants et à venir.

Ainsi les graphes ci-après donnent une appréciation sur les déficits en tenant compte de la ressource et des besoins rapportés précédemment.

Ayant déterminé précédemment le débit d'eau disponible et après le calcul des besoins en eau pour les horizons 2016 à 2036 on peut faire une balance (ressources / besoins) pour voir si notre débit disponible satisfait nos besoins actuels et futur ?

Les tableaux suivants nous indiquons la balance : ressources/besoins

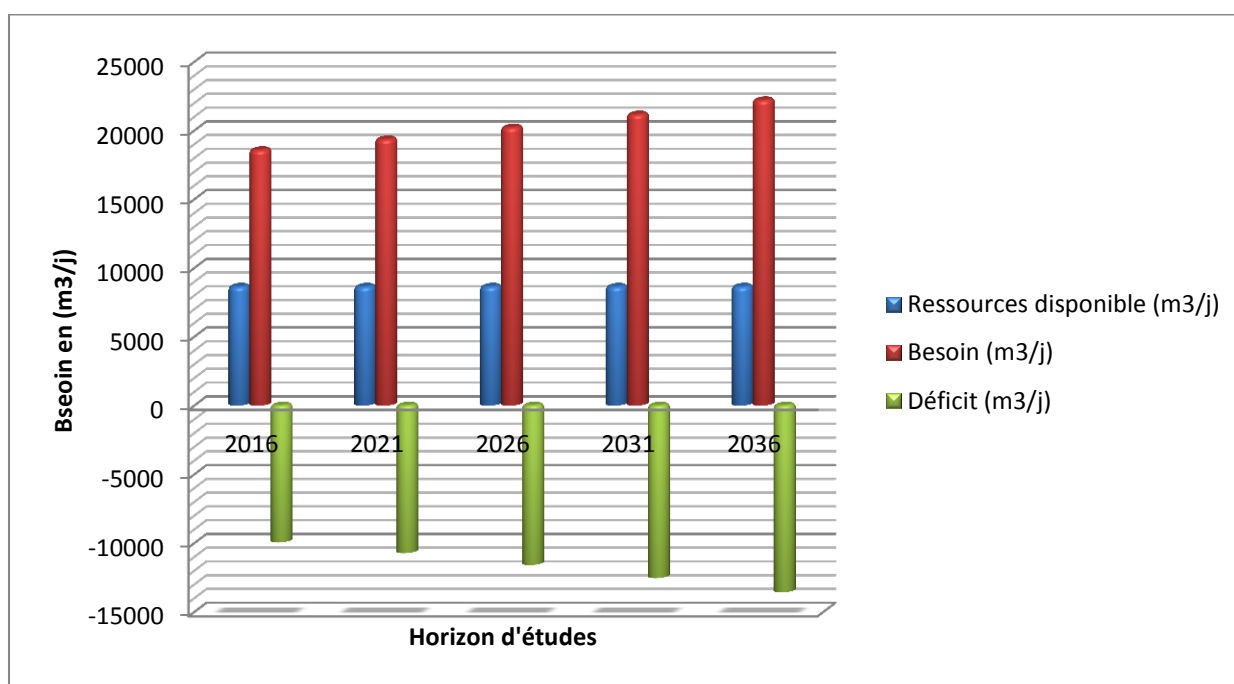
Soit un débit de 100 L/s (8640 m³/j) dont exploité pour l'alimentation de la ville de Tipaza

Tableau N° III-2 : Débit actuel mobilisé pour Tipaza.

Tipaza	100 (l/s)
Tipaza	8640 (m ³ /j)

Tableau N°III-3 : Balance (ressource/ besoins).

DESIGNATION	Horaison				
	2016	2021	2026	2031	2036
Ressource disponible (m ³ /j)	8640	8640	8640	8640	8640
Besoin (m ³ /j)	18576	19354	20218	21168	22205
Déficit (m ³ /j)	-9936	-10714	-11578	-12528	-13565
Déficit (l/s)	-115	-127	-134	-145	-157

Graphe(III-1) : balance (ressources / besoin)**III.5.3 Besoins en stockage :**

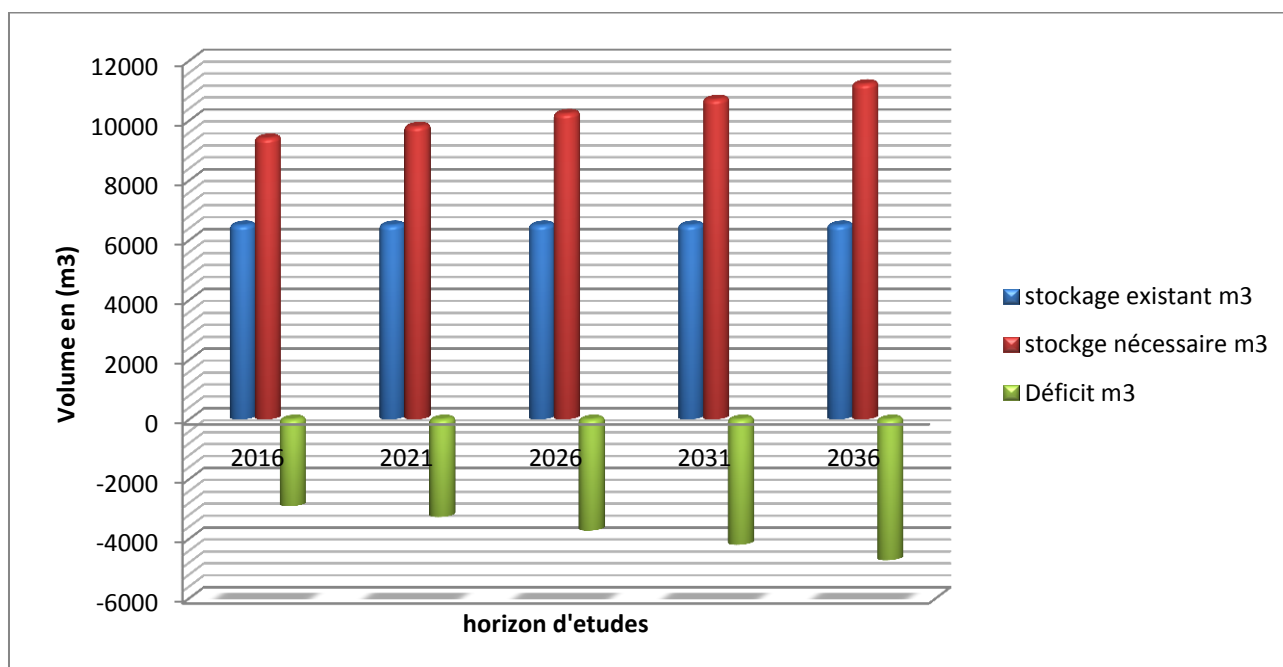
Le réservoir et un ouvrage de stock régulateur de débit qui permet d'adaptait la production à la consommation.

La production est le plus souvent dimensionnée et prévue afin de fournir pour un temps journalier de fonctionnement généralement égale a 20 heures , le volume correspondent à la consommation journalière totale du réseau .

Tableau N°III-4 : balance (stockage existant/ stockage nécessaire)

DESIGNATION	Horaison				
	2016	2021	2026	2031	2036
Stockage existant m ³	6500	6500	6500	6500	6500
Stockage nécessaire m ³	9408	9796,8	10228,8	10704	11222,4
Déficit m ³	-2908	-3270	-3729	-4204	-4722,4

Graphe (III-2) : balance (stockage existant/ stockage nécessaire)



D'après les deux graphes ci-dessus , il ressort qu'en matière de stockage les déficits globaux toutes zone confondus deviennent significantes .

Dans le cadre de cette présente étude , un renforcement des capacités en stocke est indispensable pour répondre aux besoins en 2016 à 2036 , une capacité supplémentaire minimum 4000 m³ est nécessaire .

En matière de stockage le comparaison des infrastructures de stockage installée et celles nécessaires fait ressortir la situation suivante :

- La capacité de stockage totale fait ressortir une situation qui ne peut être prise en considération d'une manière globale mais doit être analysé par zone d'alimentation .
- La **zone I** avec 3500 m³ installé présente un déficit en stockage, cette zone va prendre

en charge l'essentielle du développement future de l'agglomération (POS AU2) , ce déficit engendré sera pris en charge par l'augmentation de capacité situées à l'amont (réservoir Ouest) .

- La **zone II** avec un volume de stocke 1000 m³ le déficit sera pris en charge par l'augmentation de capacité située à l'amont (réservoir Est) .
- La **zone III** avec une capacité installé de 2000 m³ et sachant que cette zone va prendre en charge l'essentielle du développement futur de l'agglomération (POS AU3) sera pris en charge par l'augmentation de capacité située à l'amont (réservoir Est) .

La réalisation d'un réservoir (R2) suffirait à prendre en charge le déficit en matière de stockage avec deux réservoir (R3) pour la zone Ouest et (R4) pour la zone Est.

III.6 Détermination du volume des réservoirs :

III.6.1 Réservoirs :

Un réservoir de (R1) m₃ attendant à la station de pompage calé à la côte 100 m.

Un réservoir (R2) m₃ calé à la côte 245 m.

Un réservoir (R3) m₃ Ouest calé à la côte 184 m.

Un réservoir (R4) m₃ Est calé à la côte 200 m.

1. Le volume du réservoir de (R1) attendant à la station de pompage cale à la cote 100 m :

Le volume de ce réservoir est déterminé par la formule suivante :

$$V_{R1} = V_0 + V_{inc} \dots\dots\dots (III.7)$$

$$V_0 = \frac{T * Q_{moyh}}{4} \dots\dots\dots (III.8)$$

V_{R1} : Le volume du réservoir attendant à la station de pompage.

T : Temps de pompage égal à 20h.

Q_{moyh} : Le débit moyen exploité (132 l/s= 475,2 m₃/h).

V_{inc} : Volume du réserve d'incendie (80 à 120) m₃/j .

$$V_0 = (20 * 475.2) / 4 = 2376 \text{ m}^3.$$

$$V_{R1} = 2376 + 120 = 2496 \text{ m}^3 \rightarrow V_{R1} = 2500 \text{ m}^3.$$

1.1 Calcul du diamètre du réservoir :

H= [3 à 6] m , on prend H=6m.

$$V_{R1} = S * H \rightarrow S = V_{R1} / H \dots\dots\dots (III.9)$$

$$S = 2500 / 6 = 416.66 \text{ m}^2 \quad S = 415.66 \text{ m}^2.$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \dots\dots\dots (III.10)$$

$$S = \frac{\pi * D^2}{4} \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 415.66 * 4}{3.14}} = 23.04 \text{ m} \quad D = 23.04 \text{ m}.$$

1.2 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{\text{inc}} / S = 120 / 416.66 = 0.29 \text{ m}$$

$$h = 0.29 \text{ m.}$$

Tableau N°III-5 : caractéristique du réservoir (R1) .

Volume (m ³)	Surface (m ²)	Diamètre (m)	Hauteur res inc (m)	CTN (m)
2500	415.66	23.04	0.29 m.	100

2. Le volume du réservoir (R2) m³ cale à la cote 245 m.

Ce réservoir est un réservoir de mise en charge, il distribue vers les deux réservoirs (R3) et (R4), et comme on a trouvé que le volume de stockage nécessaire est de 4000m³, alors on donne 2000m³ pour (R2) ,1000m³ de chacun des deux autres réservoirs.

Pour confirmer cette répartition, on fait le dimensionnement de ce réservoir et on compare le volume avec le volume proposé.

2.1 Dimensionnement :

Ce réservoir a été rempli par pompage avec un temps de 20h, ainsi le temps de distribution vers les deux réservoirs (R3) et (R4) est de 24h.

Le dimensionnement est ce fait par la méthode de stockage-déstockage dans le tableau Ci-dessous :

Tableau N°III-6 : Détermination de la capacité de réservoir.

heure	distribution	pompage	stockage	déstockage	résidu
(h)	%	%	%	%	%
0-1	4,167	0	0,00	4,167	-4,17
1-2	4,167	0	0,00	4,167	-8,33
2-3	4,167	0	0,00	4,167	-12,50
3-4	4,167	0	0,00	4,167	-16,67
4-5	4,167	5	0,83	0	-15,83
5-6	4,167	5	0,83	0	-15,00
6-7	4,167	5	0,83	0	-14,17
7-8	4,167	5	0,83	0	-13,33
8-9	4,167	5	0,83	0	-12,50
9-10	4,167	5	0,83	0	-11,67
10-11	4,167	5	0,83	0	-10,83
11-12	4,167	5	0,83	0	-10,00
12-13	4,167	5	0,83	0	-9,17
13-14	4,167	5	0,83	0	-8,33
14-15	4,167	5	0,83	0	-7,50
15-16	4,167	5	0,83	0	-6,67
16-17	4,167	5	0,83	0	-5,83
17-18	4,167	5	0,83	0	-5,00
18-19	4,167	5	0,83	0	-4,17
19-20	4,167	5	0,83	0	-3,33
20-21	4,167	5	0,83	0	-2,50
21-22	4,167	5	0,83	0	-1,67
22-23	4,167	5	0,83	0	-0,83
23-24	4,167	5	0,83	0	0,00

$$V_{R2} = (R_{\%} + Q_{maxj}) + V_{inc} \dots\dots\dots (III.11)$$

V_{R2} : Volume du réservoir (R_2).

$R_{\%}$: Résidu dans le réservoir égal à (16,67%).

Q_{maxj} : Le débit maximum journalier (m^3/j).

V_{inc} : volume de la réserve d'incendies ($120 m^3$).

$$V_{R2} : ((16.67/ 100) * 0.132 * 86400) + 120 \rightarrow V_{R2} = 2021 m^3$$

$$V_{R2} = 2021 m^3.$$

Conclusion : après le dimensionnement du on remarque que le volume de ce réservoir est de $2021m^3$ presque $2000 m^3$,ce qui confirme la répartition du volume de stockage. On prend le volume du réservoir $2000m^3$ donner d'après la méthode pratique.

2.2 Calcul du diamètre du réservoir :

H [3 à 6] m , on prend $H=6m$.

$$V_{R2} = S * H \rightarrow S = V_{R2} / H \rightarrow S = 2000 / 6 = 333.33 m^2. \qquad S = 333.33 m^2$$

$$S = \pi * D^2 / 4 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 333.33}{3.14}} = 20.6 m$$

Donc on va prendre : $D = 21 m$.

2.3 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{inc} / S = 120 / 333.33 = 0.4 m. \qquad h = 0.4 m .$$

Tableau N°III-7: caractéristique du réservoir (R_2) de mise en charge.

Volume (m^3)	Surface (m^2)	Diamètre (m)	Hauteur res inc (m)	CTN (m)
2000	333.33	21	0.4	245

3. Dimensionnement du réservoir (R3=1000m³) Ouest cale à la cote 184 m :

Donc Le volume du réservoir (R3) $V_{R3} = 1000 \text{ m}^3$.

3.1 Calcul du diamètre du réservoir :

H [3 à 6] m , on prend $H=6\text{m}$.

$$V_{R3} = S * H \rightarrow S = V_{R3} / H \rightarrow S = 1000 / 6 = 166.66 \text{ m}^2 \quad S = 166.66 \text{ m}^2$$

$$S = \pi * D^2 / 4 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 166.66}{3.14}} = 14.6\text{m}$$

Donc on va prendre : $D = 15 \text{ m}$.

3.2 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{inc} / S = 120 / 166.66 = 0.7 \text{ m} . \quad h = 0.7 \text{ m} .$$

Tableau N°III-8 : caractéristique du réservoir (R3) Ouest.

Volume (m ³)	Surface (m ²)	Diamètre (m)	Hauteur res inc (m)	CTN (m)
1000	166.66	15	0.7	184

4. Dimensionnement du réservoir (R4=1000m³) cale a la cote 200m :

Le volume réservoir (R4) m³ Est calé à la côte 200m est de : $V_{R4} = 1000 \text{ m}^3$.

4.1 Calcul du diamètre du réservoir :

H [3 à 6] m , on prend $H=6\text{m}$.

$$V_{R4} = S * H \rightarrow S = V_{R4} / H \rightarrow S = 1000 / 6 = 166.66 \text{ m}^2 \quad S = 166.66 \text{ m}^2$$

$$S = \pi * D^2 / 4 \rightarrow D = \sqrt{\frac{4 * S}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 166.66}{3.14}} = 14.6\text{m}$$

Donc on va prendre : $D = 21 \text{ m}$.

4.2 La hauteur de la réserve d'incendie :

$$h = V_{inc} / S = 120 / 333.33 = 0.4 \text{ m} . \quad h = 0.4 \text{ m} .$$

Tableau N°III-9: caractéristique du réservoir (R4) Est.

Volume (m ³)	Surface (m ²)	Diamètre (m)	Hauteur res inc (m)	CTN (m)
1000	166.66	15	0.7	184

CONCLUSION :

Comme nous avons vu que cette capacité va prendre en charge l'essentiel du développement future constitué par les deux POS AU2 et AU3, et comblé le déficit, engendré en 2016 et futur de la ville de Tipaza.

Introduction

nous allons procéder à une simulation du comportement hydraulique du réseau de distribution avec le logiciel **Water CAD**. On va vérifier la fiabilité de notre réseau ,déterminer les vitesses et les pressions dans le réseau à l'état actuel. Pour cela, nous allons tout d'abord calculer les débits aux nœuds et les débits en route pour chaque tronçon.

IV.1 Le logiciel Water CAD :

a. Description du logiciel Water CAD : [7]

Water CAD® est un logiciel de modélisation hydraulique crée par la société Bentley qui fournit des solutions qui gèrent le cycle de vie complet des infrastructures, répondant aux besoins de divers métiers –architectes, ingénieurs, urbanistes, entrepreneurs en construction, fabricants, responsables informatiques, opérateurs et techniciens de maintenance.

Le logiciel Water CAD peut déterminer la qualité de l'eau pour les systèmes de distribution d'eau potable, il intègre des outils avancés de modélisation, d'optimisation et de gestion parfaite du réseau. Il aide les ingénieurs et les services publics dans l'analyse, la conception et l'optimisation des systèmes de distribution d'eau, notamment pour l'analyse de la quantité de flux disponible pour la lutte contre l'incendie, l'analyse de la concentration des constituants et la gestion de la consommation d'énergie et des coûts d'infrastructure.

Dans cette étude nous avons travaillé avec La dernière version du logiciel (La version 8XM).

b. Fonction et application :

Le modèle Water CAD® a pour objectif une compréhension de l'écoulement et de l'usage de l'eau dans les systèmes de distribution. Il peut être utilisé pour différents types d'application dans l'analyse des systèmes de distribution.

Voici quelques exemples :

La recherche de stratégies alternatives pour gérer le réseau, comme:

- Utilisation en alternance des différentes ressources du système;
- Modifier le régime de pompage ou de marnage des réservoirs;
- Préciser l'usage des stations de ré-chloration (ou autres retraitements) en réseau;

- Planifier l'entretien et le remplacement de certaines canalisations
- Analyses de qualité de l'eau et Sécurité du système.

IV.2 Dimensionnement du réseau :

Une fois le dimensionnement des conduites fait, il faut trouver les débits réels des tronçons avec leurs sens et les pressions aux niveaux des nœuds.

La méthode de HARDY-CROSS est la plus ancienne et encore la plus utilisée des méthodes de calcul des réseaux de distribution, devenue aujourd'hui plus malléable avec l'outil informatique.

La méthode de HARDY-CROSS repose sur deux principes qui sont :

- Premier principe : Pour le même nœud la somme des débits entrants est égale à celle des débits sortants.
- Deuxième principe : La somme algébrique des pertes de charge dans la même maille est nulle.

Nous allons résumer cette méthode en quelques étapes :

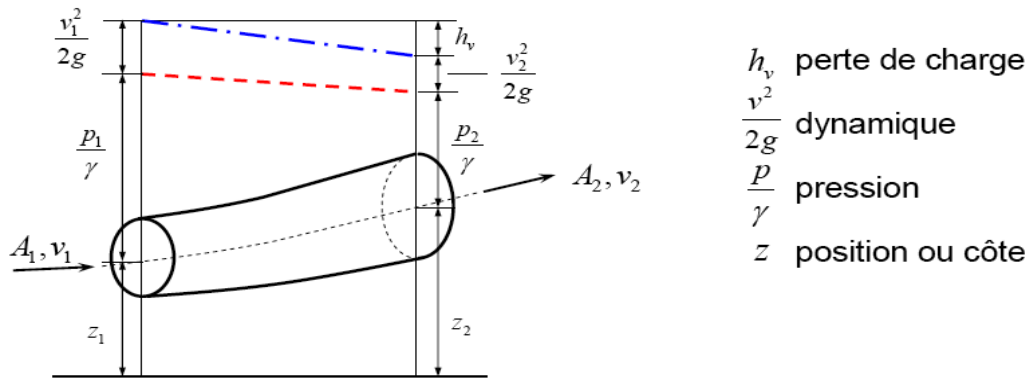
- Compte tenu des consommations à chaque nœud la somme algébrique des débits doit être nulle.
- Calcul des pertes de charge pour chaque conduite.
- Calcul de la somme algébrique des pertes de charge relatives aux conduites d'une première boucle dont on aura au moins d'un hasard $\sum H_i \neq 0$.
- Calculer la valeur de $(\sum H_i / Q_i)$ pour la première boucle sans tenir compte des signes puisque on aura le même signe pour (H_i) et (Q_i)
- Calcul de la correction ΔQ à apporté aux débits relatifs aux conduites de la première boucle.
- Correction algébrique des débits relatifs aux conduites de la première boucle :

$$Q_i = Q_i + \Delta Q.$$

- Reprise des étapes (3) et (6) pour les autres boucles.

- Reprise des étapes (7) et (3) jusqu'à l'obtention de la précision fixée au préalable. La précision peut se faire par rapport à une valeur minimale de (ΔQ) ou de (ΣH_i)
- Calcul des pressions inconnues a partir de celles des nœuds connus en progressant d'un nœud (A) à un autre (B) en appliquant le théorème de BERNOULLI :

$$\frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_v \quad \text{..... (IV.1)}$$



L'inconvénient de cette méthode est sa lente convergence vers les résultats, ou les solutions finales, ce qui a incité les ingénieurs à développer de nouvelles méthodes qui s'adaptent mieux avec l'outil informatique.

IV.2.1 Calcul de la perte de charge : [1]

IV2.1.1 Introduction :

La perte de charge entre deux points A et B d'une canalisation est la différence de côte piézométrique entre ces deux points.

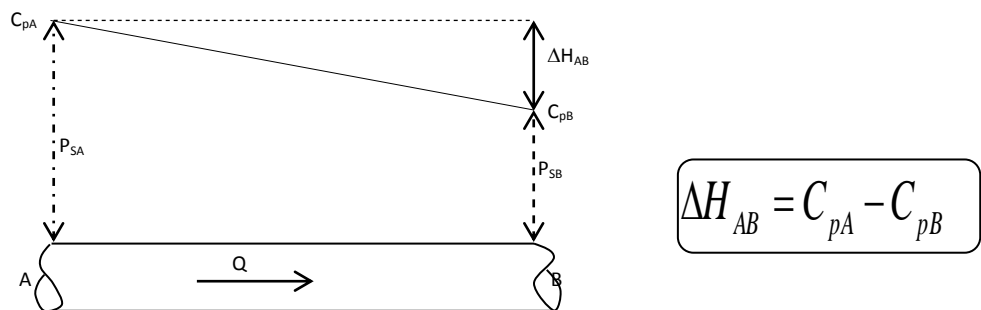


Figure IV.1: Pertes de charges entre deux points A et B d'une canalisation

Avec :

ΔH_{AB} : Perte de charge entre A et B

C_{pA} : Côte piézométrique en A

C_{pB} : Côte piézométrique en B

Par définition, la côte piézométrique en un point i (C_{pi}) est égale à la côte du terrain naturel en ce point (CT_{Ni}) plus la colonne d'eau libre en ce même point (H) libre.

$$C_{pi} = CT_{Ni} + (H)_{\text{libre}}$$

On distingue deux types de pertes de charge :

- Perte de charge linéaire
- Perte de charge singulière.

IV.2.1.2 Pertes de charge linéaire :

Les pertes de charge régulières (linéaires), représentent les pertes d'énergie due aux frottements visqueux du fluide le long d'une conduite de section constante. Les expériences ont montré qu'elle est proportionnelle à Q^α .

Avec :

Q : débit donné par la formule $Q = Q_t + 0,55Q_r$;

Q_t : débit transité ;

Q_r : débit consommé en route ;

α : Exposant qui varie d'un auteur à un autre. Certains auteurs le considèrent variable selon le régime d'écoulement.

Ces pertes de charges ont lieu sur toute la longueur de la conduite. Il existe plusieurs formules pour leur calcul, parmi lesquelles on cite :

❖ **Formule de DARCY-WEISBACH :**

La perte de charge linéaire (ΔH_1) selon ces deux chercheurs est donnée par la formule suivante :

$$\Delta H_1 = \lambda \times \frac{L \times V^2}{D \times 2g} = \frac{8 \times \lambda \times L \times Q^2}{\Pi^2 \times g \times D^5} \dots(m) \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

L : Longueur de la conduite.

D : Diamètre de la conduite.

g : Accélération de la pesanteur [m/s²].

λ : Coefficient de frottement linéaire.

Plusieurs formules permettent de calculer λ . Celles-ci se distinguent selon le régime d'écoulement qui est souvent turbulent. On peut aussi obtenir la valeur de ce coefficient à partir du diagramme de MOODY.

❖ **Formule de LECHAPT et CALMON :**

Cette formule est la suivante :

$$\Delta H_1 = \gamma \times \frac{L \times Q^\alpha}{D^\beta} \dots(m) \dots\dots\dots (IV.3)$$

L : Longueur de la conduite

Les constantes α , β et γ sont données par le tableau suivant :

Tableau IV.1: Les constantes α , β et γ en fonction de la rugosité absolue ϵ

ϵ	$\epsilon = 2 \text{ mm}$	$\epsilon = 1 \text{ mm}$	$\epsilon = 0,1 \text{ mm}$
γ	1,863	1,601	1,1
α	2	1,975	1,89
β	5,32	5,25	5,01

❖ **Formule de HAZEN WILLIAMS**

Cette équation est donnée par :

$$\Delta H_1 = 10,679 \times \frac{L \times Q^\alpha}{C_{HW}^\alpha \times D^\beta} \dots (m) \quad \dots \dots \dots (IV.4)$$

Avec :

$\alpha = 1,8$ à 2 : Dépend du régime d'écoulement.

$\beta = 4,871$: Dépend du matériau de la conduite.

C_{HW} : Coefficient de HAZEN WILLIAMS qui dépend de la rugosité .

Tableau IV.2: Valeurs du Coefficient de HAZEN WILLIAMS C_{HW} en fonction de matériaux des conduites.

Matériaux	PVC	Acier	PEHD	Amiante ciment	Fonte
C_{HW}	150	100	160	140	130

IV.3 Schéma général et principe de l'alimentation de l'état actuel du réseau :

IV.3.1 Système d'alimentation existant :

L'alimentation actuelle de la ville de Tipaza est basée sur les ouvrages suivants :

Ressources (Barrage de Boukerdane).

Ouvrages Existants :

- Ouvrage de stockage.
- Station de Pompage.
- Adduction Reliant les différents ouvrages.

IV.3.1.1 Ressource :

La ville de Tipaza est alimentée à partir d'une ressource sure mobilisée par le barrage de BOUKOURDANE qui a un volume de 49m³, il est destiné en grande partie à l'irrigation et à l'alimentation en eau potable.

L'objet de cette étude est le renforcement des infrastructures existantes avec apport complémentaire en ressources.

A ce titre nous allons prendre en considération la ressource destinée à Tipaza et évaluer sa suffisance quant à l'alimentation de cette ville et à son développement futur.

Des conclusions seront tirées pour permettre de projeter le volume de ressource nécessaire à l'alimentation de la ville de Tipaza et les agglomérations attenantes à son réseau, et ceci pour un horizon d'étude de 2036.

IV.3.1.2 Ouvrages existants :

a. OUVRAGE DE STOCKAGE :

Les infrastructures de stockages qui branché au réseau de Tipaza Chef-lieu sont pour la plupart fonctionnels, leurs capacités par zone d'alimentation se situe comme suit :

Zone I (Basse) : elle se situe entre la cote (0 et + 47 m), Alimentée à partir des réservoirs 2xR1000m³ et 500m³ du cote du radier de 44,2m.

Tableau VI.3 : capacité de stockage existant **Zone I.**

	CAPACITE (m ³)	TYPE	ETAT
Réservoir 2 x R1000	2000	Semi Enterré	Opérationnel
Réservoir 500	500	Semi Enterré	Opérationnel
Réservoir 1000	1000	Semi Enterré	Opérationnel
TOTALE ZONE I	3500		

Zone II (moyenne) : elle se situe entre la cote (47 m à 85 m), Alimentée à partir des réservoirs 2 x 500m³ du cote du radier de 86m.

Tableau IV.4 : capacité de stockage existant **Zone II.**

	CAPACITE (m³)	TYPE	ETAT
Réservoir 2 x R500	1000	Semi Enterré	Opérationnel

Zone III (Haute) : elle se situe entre la cote (85 et + 155 m), Alimentée à partir du réservoir R 2000m³ implanté a une cote du terrain naturel de 160m.

Tableau IV.5: capacité de stockage existant Zone III.

	CAPACITE (m³)	TYPE	ETAT
Réservoir 2000	2000	Semi Enterré	Opérationnel

b. Station de pompage centrale :

Caractéristiques :

- Arrivée du réservoir d'eau traitée de diamètre Ø 500 .
- 3 pompes dont (2) fonctionnelles et l'autre de sécurité .
- HMT=120m, Q=200l/s .
- Départ vers R 2000 m³ Ø 600 .

❖ RESERVOIR TAMPON 2000 m³ :

Tableau IV.6 : Caractéristiques du réservoir Tampon R2000m³

Capacité	Type	CTP	CR	Structure	Arrivée	Départ
2000 m ³	Semi Enterré	173.68 m	169.48 m	Béton	Ø 600	2 X Ø 400

IV.4 Détermination des débits :

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

- On détermine la longueur de chaque tronçon du réseau.
- On calcule le débit en route pendant l'heure de pointe.
- On détermine le débit spécifique en considérant le débit en route.

IV.4.1 Cas de pointe :

D'après la consommation horaire de notre agglomération, on constate que la pointe est entre 18h et 21h (réseau actuel) .

$$Q_{pte} = 539 \text{ m}^3/\text{h} = 49.72 \text{ L/s}$$

a. Débit route

Le débit route est estimé de la manière suivante :

$$Q_{rte} = Q_{pte} - \sum Q_{cc} \dots\dots\dots (IV.5)$$

$$\text{Avec : } \sum Q_{cc} = \sum Q_{ind} = 0$$

NB : Les industries ne sont pas branchées sur le réseau d'eau potable, des petites industries ont leurs propres réservoirs.

$$\text{Donc : } Q_{rte} = Q_{pte} = 49.72 \text{ L/s}$$

b. Débit spécifique

$$q_{sp} = Q_{route} / \sum L \dots\dots\dots (IV.6)$$

Avec :

$\sum L$: La somme des longueurs des tronçons qui assurent le service en route.

$$\sum L_i = 52371,63 \text{ m}$$

$$\text{Application numérique : } q_{sp1} = \frac{42.73}{52371,63} = 0.00095 \text{ L/s} \times \text{m}$$

c. Calcul du Débit route pour chaque tronçon

On utilise l'expression suivante :

$$Q_{rte,i} = x L_i \dots\dots\dots (IV.7)$$

Avec : q_{sp} : Débit spécifique en l/s.m.

L_i : Longueur du tronçon de l'ordre i.

d. Calcul du Débit nodal

Les débits nodaux sont des débits concentrés en chaque nœud alimentant la population répartie autour de la moitié du tronçon de la conduite ayant en commun les nœuds considérés, ils sont déterminés par la formule suivante :

$$Q_{ni} = 0,5 * \Sigma Q_r \dots\dots\dots (IV.7)$$

Où : Q_{ni} : Débit au nœud.

ΣQ_r : Somme des débits en route des tronçons reliant au nœud i.

Le tableau ci-dessous présente les valeurs des débits routes et aux nœuds dans notre réseau :

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel.

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5 \Sigma Q_r(l/s)$
J1	P1	659,97	0,00095	1,7819	2,89
	P115	371,33		1,0026	
	P110	481,49		1,3000	
	P141	628,95		1,6982	
J2	P135	169,11		0,4566	1,60
	P142	688,84		1,8599	
	P2	324,43		0,8760	
J3	P139	78,97		0,2132	0,61
	P140	199,32		0,5382	
	P145	171,2		0,4622	
J4	P143	229,37		0,6193	0,77
	P138	73,28		0,1979	
	P4	269,33	0,7272		
J5	P1	659,97	1,7819	1,45	
	P3	359,32	0,9702		
	P78	55,71	0,1504		
J6	P144	36,61	0,0988	0,77	
	P85	206,74	0,5582		
	P2	324,43	0,8760		
J7	P3	359,32	0,9702	0,86	
	P4	269,33	0,7272		
	P5	10,86	0,0293		
J8	P5	10,86	0,0293	0,81	
	P119	70,29	0,1898		
	P8	328,48	0,8869		
J9	P30	193,97	0,5237	0,74	
	P76	48,16	0,1300		
	P9	100,98	0,2726		
J10	P74	399,73	1,0793	0,33	
	P50	50,33	0,1359		
	P97	95,47	0,2578		
J11	P127	98,63	0,2663	0,55	
	P68	181,22	0,4893		
	P65	100,49	0,2713		
J12	P6	124,24	0,3354	0,41	
	P6	124,24	0,3354		
	P54	78,88	0,2130		
	P66	100,16	0,2704		

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	Q_{sn} (l/s.ml)	Q_r (l/s)	$0.5\sum Q_r$ (l/s)
J13	P70	58,3	0,00095	0,1574	0,41
	P55	140,69		0,3799	
J13	P60	102,13		0,2758	
J14	P69	48,03		0,1297	0,57
	P73	51,49		0,1390	
J15	P7	323,01		0,8721	0,56
	P71	47,55		0,1284	
	P75	47,52		0,1283	
J16	P10	172,03		0,4645	0,68
	P8	328,48		0,8869	
J17	P9	100,98		0,2726	0,68
	P10	172,03		0,4645	
	P11	228,53		0,6170	
J18	P11	228,53		0,6170	0,80
	P12	110,95		0,2996	
	P20	252,59		0,6820	
J19	P12	110,95		0,2996	0,81
	P13	244,29		0,6596	
	P14	241,8		0,6529	
J20	P13	244,29		0,6596	0,33
J21	P14	241,8		0,6529	1,71
	P15	606,14		1,6366	
	P19	417,77		1,1280	
J22	P15	606,14		1,6366	1,39
	P16	9,62		0,0260	
	P23	417,19		1,1264	
J23	P22	416,33		1,1241	0,66
	P25	64,89		0,1752	
	P16	9,62		0,0260	
J24	P17	7,63		0,0206	0,38
	P20	252,59	0,6820		
	P26	18,34	0,0495		
J25	P29	38,41	0,1037	0,63	
	P17	7,63	0,0206		
	P19	417,77	1,1280		
J26	P18	458,52	1,2380	0,62	
J27	P20	252,59	0,6820	0,67	
	P21	162,17	0,4379		
	P24	83,15	0,2245		
J28	P21	162,17	0,4379	0,22	
J29	P22	416,33	1,1241	0,56	
J30	P23	417,19	1,1264	0,56	
J31	P24	83,15	0,2245	0,11	
J32	P25	64,89	0,1752	0,11	
	P26	18,34	0,0495		
J33	P30	193,97	0,5237	0,26	
J34	P31	447,94	1,2094	0,79	
	P88	54,13	0,1462		
	P90	84,79	0,2289		
J35	P94	237,03	0,6400	0,88	
	P133	173,79	0,4692		
	P42	239,21	0,6459		
J36	P49	332,07	0,8966	0,58	
	P32	90,66	0,2448		
	P95	10,35	0,0279		
J37	P32	90,66	0,2448	0,56	
	P33	195,31	0,5273		

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J38	P33	195,31	0,00095	0,5273	0,85
	P34	299,27		0,8080	
	P46	135,1		0,3648	
J39	P34	299,27		0,8080	0,82
	P35	267,25		0,7216	
	P36	41,93		0,1132	
J40	P35	267,25		0,7216	0,36
J41	P36	41,93		0,1132	0,62
	P37	246,17		0,6647	
	P39	169,29		0,4571	
J42	P37	246,17		0,6647	0,50
	P38	123,23		0,3327	
J43	P38	123,23		0,3327	0,17
J44	P39	169,29		0,4571	0,88
	P40	181,99		0,4914	
	P34	299,27		0,8080	
J45	P134	297,14		0,8023	0,40
J46	P40	181,99		0,4914	1,18
	P41	507,23		1,3695	
	P43	188,13		0,5080	
J47	P41	507,23		1,3695	0,68
J48	P45	325,48		0,8788	0,44
J49	P42	239,21		0,6459	0,99
	P44	169,23		0,4569	
	P45	325,48		0,8788	
J50	P43	188,13		0,5080	0,48
J50	P44	169,23		0,4569	
J51	P46	135,1		0,3648	0,40
	P47	162,08		0,4376	
J52	P47	162,08		0,4376	0,31
	P48	67,08		0,1811	
J53	P48	67,08		0,1811	0,09
J54	P56	135,1		0,3648	0,18
J55	P50	50,33		0,1359	1,04
	P51	85,5		0,2309	
	P103	49,49		0,1336	
	P131	584,75		1,5788	
J56	P51	85,5		0,2309	0,36
	P52	105,02		0,2836	
	P57	75,16		0,2029	
J57	P52	105,02	0,2836	0,47	
	P53	105,86	0,2858		
	P59	135,96	0,3671		
J58	P53	105,86	0,2858	0,47	
	P56	100,87	0,2723		
	P62	143,52	0,3875		
J59	P54	78,88	0,2130	0,43	
	P55	140,69	0,3799		
	P56	100,87	0,2723		
J60	P57	75,16	0,2029	0,29	
	P58	95,85	0,2588		
	P102	45,43	0,1227		
J61	P58	95,85	0,2588	0,46	
	P59	135,96	0,3671		
	P61	106,76	0,2883		
J62	P60	102,13	0,2758	0,48	
	P61	106,76	0,2883		
	P62	143,52	0,3875		

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J63	P63	214,11	0,00095	0,5781	0,75
	P126	100		0,2700	
	P129	240,79		0,6501	
J64	P125	94,79		0,2559	0,55
	P127	98,63		0,2663	
	P63	214,11		0,5781	
J65	P64	184,53		0,4982	0,51
	P125	94,79		0,2559	
	P123	99,18		0,2678	
J66	P124	104,6		0,2824	0,53
	P126	100		0,2700	
	P64	184,53		0,4982	
J67	P65	100,49		0,2713	0,48
	P67	153,79		0,4152	
	P124	104,6		0,2824	
J68	P123	99,18		0,2678	0,48
	P66	100,16		0,2704	
	P67	153,79		0,4152	
J69	P68	181,22		0,4893	0,74
	P69	48,03		0,1297	
	P72	318,6		0,8602	
J70	P70	58,3		0,1574	0,57
	P71	47,55		0,1284	
	P72	318,6		0,8602	
J71	P73	51,49		0,1390	1,07
	P74	399,73		1,0793	
	P77	342,01		0,9234	
J72	P75	47,52		0,1283	0,59
	P76	48,16		0,1300	
	P77	342,01		0,9234	
J73	P78	55,71		0,1504	0,56
	P79	303,29		0,8189	
	P80	53,23	0,1437		
J74	P79	303,29	0,8189	0,41	
J75	P80	53,23	0,1437	0,27	
	P81	65,54	0,1770		
	P84	83,31	0,2249		
J76	P81	65,54	0,1770	0,50	
	P82	177,59	0,4795		
	P83	129,39	0,3494		
J77	P82	177,59	0,4795	0,24	
J78	P83	129,39	0,3494	0,17	
J79	P84	83,31	0,2249	0,60	
	P85	206,74	0,5582		
	P86	154,56	0,4173		
J80	P86	154,56	0,4173	0,21	
J81	P87	128,31	0,3464	0,62	
	P88	54,13	0,1462		
	P89	280,5	0,7574		
J82	P132	371,71	1,0036	1,12	

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J85	P92	43,57	0,00095	0,1100	0,72
	P93	118,22		0,3190	
	P132	371,71		1,2036	
J86	P93	118,22		0,3192	0,16
J87	P94	237,03		0,6400	0,51
	P95	10,35		0,0279	
	P96	133,21		0,3597	
J88	P96	133,21		0,3597	0,18
J89	P97	95,47		0,2578	0,52
	P128	51,09		0,1379	
	P129	240,79		0,6501	
J90	P98	47,56		0,1856	0,25
	P101	89,62		0,2420	
	P128	51,09		0,3002	
J91	P98	47,56		0,5689	0,47
	P99	193,9		0,5235	
	P122	109,78		0,2964	
J92	P122	109,78		0,2964	0,40
	P100	184,02		0,4969	
J93	P99	193,9		0,5235	0,26
J94	P100	184,02		0,4969	0,25
J95	P101	89,62		0,2420	0,12
J96	P102	45,43		0,1227	0,15
	P103	49,49		0,1336	
	P104	13,99		0,0378	
J97	P104	13,99		0,0378	0,16
	P105	61,41		0,1658	
	P106	45,56		0,1230	
J98	P105	61,41	0,1658	0,08	
J99	P106	45,56	0,1230	0,22	
	P107	70,65	0,1908		
	P108	43,34	0,1170		
J100	P107	70,65	0,1908	0,10	
J101	P108	43,34	0,1559	0,12	
	P109	47,07	0,2108		
J102	P109	47,07	0,3399	0,06	
J103	P110	481,49	1,0350	1,27	
	P111	413,68	1,1169		
	P113	43,21	0,1167		
J104	P111	413,68	1,1169	0,56	
J105	P112	417,31	1,1267	0,78	
	P113	43,21	0,1167		
	P114	117,77	0,3180		
J106	P114	117,77	0,3180	0,16	
J107	P115	371,33	1,0026	1,52	
	P116	139,8	0,3775		
	P117	611,76	1,6518		
J108	P116	139,8	0,3775	0,19	
J109	P117	611,76	1,6518	0,83	
J110	P119	70,29	0,1898	0,68	
	P120	287,64	0,7766		
	P121	148,1	0,3999		
J111	P121	148,1	0,3999	0,20	
J112	P131	584,75	1,5788	0,79	
J113	P135	169,11	0,4566	0,64	
	P136	229,67	0,6201		
	P139	78,97	0,2132		

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J114	P133	43,57	0,00095	0,1233	0,62
	P134	118,22		0,2336	
	P135	371,71		1,0222	
J115	P137	118,22		0,3195	0,16
J116	P123	237,03		0,5636	0,51
	P123	10,35		0,3279	
	P123	133,21		0,3597	
J117	P96	133,21		0,3597	0,18
J118	P97	95,47		0,2578	0,52
	P128	51,09		0,1379	
	P129	240,79		0,6501	
J118	P98	47,56		0,1284	0,44
	P101	89,62		0,2420	
	P128	51,09		0,1379	
J119	P98	47,56		0,1284	0,41
	P99	193,9		0,5235	
	P140	109,78		0,2964	
J120	P142	109,78		0,2964	0,40
	P144	184,02		0,4969	
J121	P145	193,9		0,5235	0,28
J122	P146	184,02		0,4969	0,25
J123	P147	89,62		0,2420	0,12
J124	P148	45,43		0,1227	0,15
	P149	49,49		0,1336	
	P150	13,99		0,0378	
J125	P150	13,99		0,0378	0,16
	P152	61,41		0,1658	
	P151	45,56		0,1230	
J126	P152	61,41		0,1522	0,08
J127	P155	45,56		0,1456	0,22
	P158	70,65	0,1908		
	P160	43,34	0,1869		
J128	P162	70,65	0,1908	0,10	
J129	P163	43,34	0,1270	0,12	
	P164	47,07	0,1233		
J130	P165	47,07	0,1233	0,06	
J131	P140	481,49	1,2000	1,27	
	P142	413,68	1,2369		
	P144	43,21	0,1167		
J132	P150	413,68	1,1169	0,56	
J133	P122	417,31	1,1267	0,76	
	P123	43,21	0,1167		
	P124	117,77	0,3180		
J134	P164	117,77	0,3180	0,16	
J135	P155	371,33	1,0026	1,50	
	P126	139,8	0,3775		
	P127	611,76	1,6518		
J136	P126	139,8	0,3775	0,19	
J137	P117	611,76	1,6518	0,83	
J138	P119	70,29	0,1898	0,66	
	P120	287,64	0,7766		
	P121	148,1	0,3999		
J139	P121	148,1	0,3999	0,20	
J140	P131	584,75	1,3256	0,79	
J141	P168	169,11	0,5698	0,80	
	P169	229,67	0,6588		
	P170	78,97	0,2028		

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J142	P155	43,57	0,00095	0,1176	0,52
	P160	118,22		0,3192	
	P161	371,71		1,0036	
J143	P171	118,22		0,3192	0,18
J144	P172	237,03		0,6400	0,22
	P174	10,35		0,0279	
	P176	133,21		0,3597	
J145	P178	133,21		0,3597	0,18
J146	P100	95,47		0,2578	0,52
	P128	51,09		0,1379	
	P129	240,79		0,6501	
J147	P176	47,56		0,1284	0,44
	P101	89,62		0,2420	
	P128	51,09		0,1379	
J148	P180	47,56		0,1284	0,41
	P181	193,9		0,5235	
	P122	109,78		0,2964	
J149	P122	109,78		0,2964	0,40
	P200	184,02		0,4969	
J150	P192	193,9		0,5235	0,28
J151	P195	184,02		0,4969	0,25
J152	P195	89,62		0,2420	0,12
J153	P180	45,43		0,1227	0,15
	P180	49,49		0,1336	
	P181	13,99		0,0378	
J154	P182	13,99		0,0378	0,16
	P183	61,41		0,1658	
	P184	45,56		0,1230	
J155	P150	61,41		0,1658	0,08
J156	P100	45,56		0,1230	0,22
	P107	70,65	0,1908		
	P108	43,34	0,1170		
J157	P107	70,65	0,1908	0,10	
J158	P108	43,34	0,1170	0,12	
	P109	47,07	0,1271		
J159	P109	47,07	0,1271	0,06	
J160	P110	481,49	1,3000	1,27	
	P111	413,68	1,1169		
	P113	43,21	0,1167		
J161	P111	413,68	1,1169	0,56	
J162	P112	417,31	1,1267	0,76	
	P113	43,21	0,1167		
	P114	117,77	0,3180		
J163	P189	117,77	0,3180	0,16	
J164	P189	371,33	1,0026	1,50	
	P190	139,8	0,3775		
	P216	611,76	1,6518		
J165	P204	139,8	0,3775	0,19	
J166	P203	611,76	1,6518	1,22	
J167	P178	70,29	0,1898	0,68	
	P179	287,64	0,7766		
	P180	148,1	0,3999		
J168	P221	148,1	0,3999	0,25	
J169	P200	584,75	1,5788	0,70	
J170	P211	169,11	0,4566	0,86	
	P212	229,67	0,6201		
	P213	78,97	0,2132		

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J171	P144	214,11	0,00095	0,5781	0,75
	P145	100		0,2700	
	P146	240,79		0,6501	
J172	P220	94,79		0,2559	0,55
	P221	98,63		0,2663	
	P263	214,11		0,5781	
J173	P264	184,53		0,4982	0,51
	P225	94,79		0,2559	
	P189	99,18		0,2678	
J174	P190	104,6		0,2824	0,53
	P226	100		0,2700	
	P264	184,53		0,4982	
J175	P265	100,49		0,2713	0,48
	P267	153,79		0,4152	
	P224	104,6		0,2824	
J176	P223	99,18		0,2678	0,48
	P266	100,16		0,2704	
	P267	153,79		0,4152	
J177	P268	181,22		0,4893	0,74
	P269	48,03		0,1297	
	P172	318,6		0,8602	
J178	P170	58,3		0,1574	0,57
	P171	47,55		0,1284	
	P272	318,6		0,8602	
J179	P273	51,49		0,1390	1,07
	P274	399,73		1,0793	
	P277	342,01		0,9234	
J180	P275	47,52		0,1283	0,59
	P276	48,16		0,1300	
	P277	342,01		0,9234	
J181	P278	55,71	0,1504	0,56	
	P279	303,29	0,8189		
	P280	53,23	0,1437		
J182	P279	303,29	0,8189	0,41	
	P280	53,23	0,1437		
	P281	65,54	0,1770		
J183	P284	83,31	0,2249	0,27	
	P281	65,54	0,1770		
	P282	177,59	0,4795		
J184	P283	129,39	0,3494	0,50	
	P282	177,59	0,4795		
	P283	129,39	0,3494		
J185	P282	177,59	0,4795	0,24	
J186	P283	129,39	0,3494	0,17	
J187	P284	83,31	0,2249	0,60	
	P285	206,74	0,5582		
	P286	154,56	0,4173		
J188	P286	154,56	0,4173	0,21	
J189	P287	128,31	0,3464	0,62	
	P288	54,13	0,1462		
	P289	280,5	0,7574		
J190	P232	371,71	1,0036	1,12	

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r(l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J191	P300	195,31	0,00095	0,5273	0,86
	P234	299,27		0,8080	
	P246	135,1		0,3648	
J192	P234	299,27		0,8080	0,12
	P235	267,25		0,7216	
	P236	41,93		0,1132	
J193	P235	267,25		0,7216	0,36
J194	P301	41,93		0,1132	0,62
	P302	246,17		0,6647	
	P303	169,29		0,4571	
J195	P304	246,17		0,6647	0,50
	P308	123,23		0,3327	
J196	P338	123,23		0,3327	0,17
J197	P339	169,29		0,4571	0,88
	P340	181,99		0,4914	
	P334	299,27		0,8080	
J198	P334	297,14		0,8023	1,40
J199	P340	181,99		0,4914	1,09
	P341	507,23		1,3695	
	P343	188,13		0,5080	
J200	P341	507,23	1,3695	0,68	
J201	P345	325,48	0,8788	0,44	
J202	P342	239,21	0,6459	0,99	
	P344	169,23	0,4569		
	P305	325,48	0,8788		
J203	P313	188,13	0,5080	0,48	
	P304	169,23	0,4569		
J204	P306	135,1	0,3648	0,40	
	P308	162,08	0,4376		
J205	P307	162,08	0,4376	0,31	
	P310	67,08	0,1811		
J206	P248	67,08	0,1811	0,09	
J207	P256	135,1	0,3648	0,28	
J208	P250	50,33	0,1359	1,17	
	P251	85,5	0,2309		
	P203	49,49	0,1336		
	P231	584,75	1,5788		
J209	P251	85,5	0,2309	0,36	
	P352	105,02	0,2836		
	P357	75,16	0,2029		
J210	P352	105,02	0,2836	0,52	
	P353	105,86	0,2858		
	P359	135,96	0,3671		
J211	P320	105,86	0,2858	0,47	
	P321	100,87	0,2723		
	P322	143,52	0,3875		
J212	P254	78,88	0,2130	0,43	
	P255	140,69	0,3799		
	P256	100,87	0,2723		
J213	P257	75,16	0,2029	0,60	
	P258	95,85	0,2588		
	P302	45,43	0,1227		
J214	P358	95,85	0,2588	0,46	
	P359	135,96	0,3671		
	P361	106,76	0,2883		
J215	P360	102,13	0,2758	0,57	
	P361	106,76	0,2883		
	P362	143,52	0,3875		

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.m)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J216	P380	195,31	0,00095	0,5273	0,55
	P381	299,27		0,8080	
	P482	135,1		0,3648	
J217	P340	299,27		0,8080	0,28
	P341	267,25		0,7216	
	P341	41,93		0,1132	
J218	P350	267,25		0,7216	0,75
J219	P390	41,93		0,1132	0,18
	P391	246,17		0,6647	
	P392	169,29		0,4571	
J220	P393	246,17		0,6647	0,32
	P394	123,23		0,3327	
J221	P380	123,23		0,3327	0,17
J222	P400	169,29		0,4571	0,88
	P401	181,99		0,4914	
	P402	299,27		0,8080	
J223	P414	297,14		0,8023	0,40
J224	P415	181,99		0,4914	1,18
	P416	507,23		1,3695	
	P414	188,13		0,5080	
J225	P418	507,23		1,3695	0,68
J226	P450	325,48		0,8788	0,44
J227	P420	239,21		0,6459	0,99
	P424	169,23		0,4569	
	P425	325,48		0,8788	
J228	P413	188,13		0,5080	0,48
J229	P414	169,23		0,4569	
J230	P406	135,1		0,3648	0,40
	P407	162,08		0,4376	
J231	P407	162,08		0,4376	0,31
	P402	67,08		0,1811	
J232	P408	67,08		0,1811	0,09
J233	P406	135,1		0,3648	0,2
J234	P450	50,33		0,1359	1,04
	P441	85,5		0,2309	
	P403	49,49		0,1336	
	P406	584,75		1,5788	
J235	P401	85,5		0,2309	0,36
	P402	105,02		0,2836	
	P403	75,16		0,2029	
J236	P416	105,02	0,2836	0,47	
	P417	105,86	0,2858		
	P418	135,96	0,3671		
J237	P450	105,86	0,2858	0,48	
	P452	100,87	0,2723		
	P453	143,52	0,3875		
J238	P455	78,88	0,2130	0,43	
	P456	140,69	0,3799		
	P457	100,87	0,2723		
J239	P440	75,16	0,2029	0,44	
	P441	95,85	0,2588		
	P442	45,43	0,1227		
J240	P460	95,85	0,2588	0,80	
	P461	135,96	0,3671		
	P462	106,76	0,2883		
J241	P472	102,13	0,2758	1.26	
	P473	106,76	0,2883		
	P474	143,52	0,3875		

Tableau IV.7: Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r(l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J242	P343	195,31	0,00095	0,5273	0,85
	P344	299,27		0,8080	
	P355	135,1		0,3648	
J243	P343	299,27		0,8080	0,82
	P551	267,25		0,7216	
	P522	41,93		0,1132	
J244	P502	267,25		0,7216	0,36
J255	P502	41,93		0,1132	0,62
	P503	246,17		0,6647	
	P508	169,29		0,4571	
J256	P509	246,17		0,6647	0,50
	P510	123,23		0,3327	
J257	P523	123,23		0,3327	0,17
J258	P530	169,29		0,4571	0,88
	P533	181,99		0,4914	
	P534	299,27		0,8080	
J259	P534	297,14		0,8023	0,40
J260	P550	181,99		0,4914	1,18
	P551	507,23		1,3695	
	P552	188,13		0,5080	
J261	P553	507,23		1,3695	0,68
J262	P555	325,48		0,8788	0,44
J263	P575	239,21		0,6459	0,99
	P569	169,23		0,4569	
	P440	325,48		0,8788	
J264	P488	188,13		0,5080	0,48
J265	P489	1169,23		0,4569	
J266	P489	135,1	0,3648	0,40	
	P496	162,08	0,4376		
J267	P580	162,08	0,4376	0,31	
	P582	67,08	0,1811		
J268	P586	67,08	0,1811	0,09	
J269	P590	135,1	0,3648	0,18	
J270	P593	50,33	0,1359	1,04	
	P594	85,5	0,2309		
	P595	49,49	0,1336		
	P596	584,75	1,5788		
J271	P552	85,5	0,2309	0,36	
	P553	105,02	0,2836		
	P554	75,16	0,2029		
J272	P597	105,02	0,2836	0,47	
	P598	105,86	0,2858		
	P599	135,96	0,3671		
J273	P600	105,86	0,2858	0,47	
	P601	100,87	0,2723		
	P602	143,52	0,3875		
J274	P603	78,88	0,2130	0,43	
	P604	140,69	0,3799		
	P605	100,87	0,2723		
J275	P606	75,16	0,2029	0,29	
	P607	95,85	0,2588		
	P608	45,43	0,1227		
J276	P609	95,85	0,2588	0,46	
	P610	135,96	0,3671		
	P611	106,76	0,2883		
J277	P612	102,13	0,2758	0,48	
	P613	106,76	0,2883		
	P614	143,52	0,3875		

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r(l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J278	P650	214,11	0,00095	0,5781	0,75
	P651	100		0,2700	
	P652	240,79		0,6501	
J279	P660	94,79		0,2559	0,55
	P610	98,63		0,2663	
	P662	214,11		0,5781	
J278	P640	184,53		0,4982	0,51
	P641	94,79		0,2559	
	P642	99,18		0,2678	
J279	P672	104,6		0,2824	0,53
	P671	100		0,2700	
	P674	184,53		0,4982	
J280	P675	100,49		0,2713	0,48
	P676	153,79		0,4152	
	P678	104,6		0,2824	
J281	P680	99,18		0,2678	0,48
	P681	100,16		0,2704	
	P504	153,79		0,4152	
J282	P495	181,22		0,4893	0,74
	P680	48,03		0,1297	
	P681	318,6		0,8602	
J283	P682	58,3		0,1574	0,57
	P683	47,55		0,1284	
	P672	318,6		0,8602	
J284	P673	51,49		0,1390	1,07
	P574	399,73		1,0793	
	P577	342,01		0,9234	
J286	P575	47,52		0,1283	0,59
	P576	48,16	0,1300		
	P677	342,01	0,9234		
J287	P578	55,71	0,1504	0,56	
	P579	303,29	0,8189		
	P680	53,23	0,1437		
J288	P700	303,29	0,8189	0,41	
	P713	53,23	0,1437		
	P714	65,54	0,1770		
J289	P716	83,31	0,2249	0,27	
	P720	65,54	0,1770		
	P721	177,59	0,4795		
J290	P722	129,39	0,3494	0,50	
	P750	177,59	0,4795		
J291	P730	129,39	0,3494	0,24	
J292	P731	83,31	0,2249	0,17	
J293	P685	206,74	0,5582	0,60	
	P686	154,56	0,4173		
	P786	154,56	0,4173		
J294	P787	128,31	0,3464	0,21	
	P788	54,13	0,1462		
	P789	280,5	0,7574		
J295	P732	371,71	1,0036	0,62	
J296				1,12	

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J297	P733	195,31	0,00095	0,5273	0,85
	P734	299,27		0,8080	
	P846	135,1		0,3648	
J298	P734	299,27		0,8080	0,82
	P735	267,25		0,7216	
	P736	41,93		0,1132	
J299	P835	267,25		0,7216	0,36
J300	P836	41,93		0,1132	0,62
	P837	246,17		0,6647	
	P839	169,29		0,4571	
J301	P837	246,17		0,6647	0,50
	P838	123,23		0,3327	
J302	P838	123,23		0,3327	0,17
J303	P839	169,29		0,4571	0,88
	P800	181,99		0,4914	
	P754	299,27		0,8080	
J304	P754	297,14		0,8023	0,40
J305	P801	181,99		0,4914	1,18
	P802	507,23		1,3695	
	P803	188,13		0,5080	
J306	P841	507,23		1,3695	0,68
J307	P845	325,48		0,8788	0,44
J308	P842	239,21		0,6459	0,99
	P844	169,23		0,4569	
	P845	325,48		0,8788	
J309	P843	188,13		0,5080	0,48
	P844	169,23		0,4569	
J310	P846	135,1		0,3648	0,40
	P747	162,08		0,4376	
J311	P747	162,08		0,4376	0,31
	P848	67,08		0,1811	
J312	P848	67,08		0,1811	0,09
J314	P856	135,1		0,3648	0,18
J315	P813	50,33		0,1359	1,04
	P814	85,5		0,2309	
	P815	49,49		0,1336	
	P816	584,75		1,5788	
J316	P890	85,5		0,2309	0,36
	P891	105,02		0,2836	
	P892	75,16		0,2029	
J317	P839	105,02	0,2836	0,47	
	P839	105,86	0,2858		
	P840	135,96	0,3671		
J318	P953	105,86	0,2858	0,47	
	P956	100,87	0,2723		
	P962	143,52	0,3875		
J319	P954	78,88	0,2130	0,43	
	P955	140,69	0,3799		
	P956	100,87	0,2723		
J320	P957	75,16	0,2029	0,29	
	P958	95,85	0,2588		
	P902	45,43	0,1227		
J321	P958	95,85	0,2588	0,46	
	P959	135,96	0,3671		
	P961	106,76	0,2883		
J322	P960	102,13	0,2758	0,48	
	P961	106,76	0,2883		
	P962	143,52	0,3875		

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J323	P900	195,31	0,00095	0,5273	0,85
	P901	299,27		0,8080	
	P902	135,1		0,3648	
J324	P934	299,27		0,8080	0,82
	P935	267,25		0,7216	
	P936	41,93		0,1132	
J325	P935	267,25		0,7216	0,36
J326	P936	41,93		0,1132	0,62
	P937	246,17		0,6647	
	P939	169,29		0,4571	
J327	P937	246,17		0,6647	0,50
	P938	123,23		0,3327	
J328	P938	123,23		0,3327	0,17
J329	P939	169,29		0,4571	0,88
	P940	181,99		0,4914	
	P934	299,27		0,8080	
J330	P990	297,14		0,8023	0,40
J331	P1040	181,99		0,4914	1,18
	P999	507,23		1,3695	
	P1000	188,13		0,5080	
J332	P1041	507,23		1,3695	0,68
J333	P1045	325,48		0,8788	0,44
J334	P1033	239,21		0,6459	0,99
	P1034	169,23		0,4569	
	P1034	325,48		0,8788	
J335	P1043	188,13		0,5080	0,48
	P1044	169,23		0,4569	
J336	P1046	135,1		0,3648	0,40
	P1147	162,08		0,4376	
J337	P1147	162,08		0,4376	0,31
	P1148	67,08	0,1811		
J338	P1148	67,08	0,1811	0,09	
J339	P1156	135,1	0,3648	0,18	
J340	P1150	50,33	0,1359	1,04	
	P1151	85,5	0,2309		
	P1103	49,49	0,1336		
	P1131	584,75	1,5788		
J341	P1151	85,5	0,2309	0,36	
	P1252	105,02	0,2836		
	P1257	75,16	0,2029		
J342	P1252	105,02	0,2836	0,47	
	P1253	105,86	0,2858		
	P1259	135,96	0,3671		
J343	P1253	105,86	0,2858	0,47	
	P1256	100,87	0,2723		
	P1262	143,52	0,3875		
J344	P1254	78,88	0,2130	0,43	
	P1155	140,69	0,3799		
	P1156	100,87	0,2723		
J345	P1157	75,16	0,2029	0,29	
	P1158	95,85	0,2588		
	P1302	45,43	0,1227		
J346	P1258	95,85	0,2588	0,46	
	P1259	135,96	0,3671		
	P1261	106,76	0,2883		
J347	P1260	102,13	0,2758	0,48	
	P1261	106,76	0,2883		
	P1262	143,52	0,3875		

Tableau IV.7 : Calcul des débits nodaux du réseau actuel. (Suite / fin)

N° du nœud	Tronçon	Longueur (m)	$Q_{sp}(l/s.ml)$	$Q_r (l/s)$	$0.5\sum Q_r(l/s)$
J348	P1233	195,31	0,00095	0,5273	0,85
	P1234	299,27		0,8080	
	P1246	135,1		0,3648	
J349	P1134	299,27		0,8080	0,82
	P1135	267,25		0,7216	
	P1136	41,93		0,1132	
J350	P1135	267,25		0,7216	0,36
J351	P1136	41,93		0,1132	0,62
	P1137	246,17		0,6647	
	P1139	169,29		0,4571	
J352	P1237	246,17		0,6647	0,50
	P1238	123,23		0,3327	
J353	P1238	123,23		0,3327	0,17
J354	P1239	169,29		0,4571	0,88
	P1240	181,99		0,4914	
	P1234	299,27		0,8080	
J355	P1234	297,14		0,8023	0,40
J356	P1240	181,99		0,4914	1,18
	P1241	507,23		1,3695	
	P1243	188,13		0,5080	
J357	P1241	507,23		1,3695	0,68
J358	P1245	325,48		0,8788	0,44
J359	P1242	239,21		0,6459	0,99
	P1244	169,23		0,4569	
	P1245	325,48		0,8788	
J360	P1243	188,13		0,5080	0,48
	P1244	169,23		0,4569	
J361	P1246	135,1		0,3648	0,40
	P1247	162,08		0,4376	
J362	P1247	162,08		0,4376	0,31
	P1248	67,08	0,1811		
J363	P1248	67,08	0,1811	0,09	
J364	P1256	135,1	0,3648	0,18	
J365	P1150	50,33	0,1359	1,04	
	P1151	85,5	0,2309		
	P1303	49,49	0,1336		
	P1311	584,75	1,5788		
J366	P1251	85,5	0,2309	0,36	
	P1252	105,02	0,2836		
	P1257	75,16	0,2029		
J367	P1252	105,02	0,2836	0,47	
	P1253	105,86	0,2858		
	P1259	135,96	0,3671		
J368	P1253	105,86	0,2858	0,47	
	P1256	100,87	0,2723		
	P1262	143,52	0,3875		
J369	P1254	78,88	0,2130	0,43	
	P1255	140,69	0,3799		
	P1256	100,87	0,2723		
J370	P1257	75,16	0,2029	0,29	
	P1258	95,85	0,2588		
	P1302	45,43	0,1227		
J371	P1318	95,85	0,2588	0,46	
	P1319	135,96	0,3671		
	P1321	106,76	0,2883		
J372	P1300	102,13	0,2758	0,48	
	P1320	106,76	0,2883		
	P1320	143,52	0,3875		

Conclusion pour les résultats du tableau :

Après la simulation on a constaté que notre réseau ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable, à savoir la pression doit être entre 20 à 50 m.c.e, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s.

On a enregistré des pressions négatives au niveau de quelques nœuds de réseau et des vitesses faibles dans la plupart des tronçons.

IV.5 Anomalies du réseau :

Dans cette partie, on va définir et identifier tous les problèmes du système et les différentes anomalies trouvées au niveau de notre réseau ; proposer des remèdes pour améliorer son fonctionnement. Nous allons dire comment aménager, renouveler et même donner des recommandations pour le bon fonctionnement de ce réseau.

IV.5.1 Analyse actuelle du réseau :

Le réseau de distribution en eau potable de notre ville pose beaucoup de problèmes hydrauliques à l'heure de pointe, surtout dans la partie Nord-est de la ville due aux accroissements démographiques, et au sous dimensionnement du réseau et son mode d'exploitation.

IV.5.2 Interprétation des résultats de calcul pour 2016 :

La simulation de comportement du réseau de distribution de la ville de TIPAZA pour la situation actuelle présente quelques insuffisances empêchant le bon fonctionnement de notre réseau d'alimentation en eau potable.

D'après les résultats de la simulation, on fait le constat suivant :

- Les pressions obtenues au niveau de la partie nord-est sont défavorables (inférieur à 20 m.c.e),
- Les pressions obtenues au niveau de la partie sud de la ville sont défavorables et (inférieur à 20 m.c.e),
- Des vitesses faibles ont été enregistrées au niveau de quelques tronçons de réseau (inférieur à 0.5m/s), sachant que la fourchette des vitesses admissibles est (0,5-1,5 m/s).
- Nous avons des vitesses importantes qui dépassent les 3 m/s.

IV.5.3 Présentation des détails des anomalies dans le réseau :**a. Présentation des tronçons dont les vitesses sont inférieures et supérieures à la normale :**

Les tronçons dont les vitesses sont inférieurs à la normale seront les suivants :

Tableau IV.8 : Tronçons dont la vitesse inférieure à la normale

Tronçon	Du nœud	Au nœud	Vitesse (m/s)	Tronçon	Du nœud	Au nœud	Vitesse (m/s)
P-72	J-69	J-70	0,01	P-36	J-39	J-41	0,14
P-30	J-33	J-8	0,02	P-121	J-110	J-111	0,16
P-109	J-101	J-102	0,02	P-106	J-97	J-99	0,16
P-38	J-42	J-43	0,02	P-86	J-79	J-80	0,17
P-44	J-49	J-50	0,03	P-22	J-23	J-29	0,18
P-93	J-85	J-86	0,03	P-23	J-22	J-30	0,18
P-48	J-52	J-53	0,03	P-111	J-103	J-104	0,18
P-91	J-83	J-84	0,04	P-14	J-19	J-21	0,18
P-54	J-12	J-59	0,04	P-16	J-22	J-23	0,19
P-35	J-39	J-40	0,05	P-82	J-76	J-77	0,19
P-114	J-105	J-106	0,05	P-18	J-25	J-26	0,2
P-37	J-41	J-42	0,05	P-79	J-73	J-74	0,21
P-108	J-99	J-101	0,06	P-64	J-65	J-66	0,22
P-49	J-36	J-54	0,06	P-19	J-25	J-21	0,24
P-116	J-107	J-108	0,06	P-41	J-46	J-47	0,24
P-105	J-97	J-98	0,06	P-63	J-63	J-64	0,24
P-96	J-87	J-88	0,06	P-95	J-87	J-36	0,26
P-21	J-27	J-28	0,07	P-13	J-19	J-20	0,26
P-57	J-56	J-60	0,07	P-119	J-8	J-110	0,26
P-107	J-99	J-100	0,08	P-117	J-107	J-109	0,27
P-99	J-91	J-93	0,08	P-115	J-1	J-107	0,27
P-24	J-27	J-31	0,09	P-128	J-89	J-90	0,28
P-25	J-23	J-32	0,09	P-46	J-38	J-51	0,28
P-104	J-96	J-97	0,09	P-55	J-59	J-13	0,3
P-101	J-90	J-95	0,1	P-67	J-67	J-68	0,3
P-59	J-57	J-61	0,1	P-90	J-34	J-83	0,31
P-45	J-49	J-48	0,1	P-20	J-24	J-27	0,32
P-43	J-46	J-50	0,1	P-122	J-91	J-92	0,33
P-100	J-92	J-94	0,13	P-7	J-14	J-15	0,34
P-62	J-58	J-62	0,13	P-32	J-36	J-37	0,35
P-92	J-83	J-85	0,13	P-42	J-35	J-49	0,37
P-83	J-76	J-78	0,14	P-40	J-44	J-46	0,38
P-47	J-51	J-52	0,14	P-129	J-63	J-89	0,38
P-134	J-44	J-45	0,14	P-85	J-79	J-6	0,38

Ces vitesses faibles favorisent la formation du tartre. Le tartre dans les conduites d'alimentation en eau potable provoque avec le temps la diminution de la section d'écoulement d'eau dans la conduite d'une manière considérable ; dont une augmentation des pertes de charge et par conséquent une diminution des pressions dans le réseau.

Tableau V.9 : Tronçons dont les vitesses supérieures à la normale.

Tronçon	Du nœud	Au nœud	Vitesse (m/s)
P-17	J-24	J-25	4,05
P-27	R-4	J-32	4,01
P-26	J-32	J-24	3,94
P-112	R-1	J-105	3,78
P-113	J-105	J-103	3,73
P-110	J-103	J-1	3,64
P-141	J-1	J-116	2,84
P-31	J-118	J-34	2,46
P-50	J-55	J-10	2,41
P-9	J-17	J-9	2,39
P-10	J-16	J-17	2,39
P-11	J-18	J-17	2,27
P-135	J-2	J-113	2,24
P-144	J-117	J-6	2,13
P-1	J-1	J-5	2,13
P-118	J-3	R-4	2
P-145	J-115	J-117	1,96
P-130	R-2	J-112	1,87

Ces vitesses sont provoquées dans la majorité des cas au niveau des conduites les plus proches des réservoirs. Elles risquent de favoriser les fuites et les coups de bélier, et de créer les cavitations et les bruits.

Pour faire diminuer les vitesses dans ces conduites on doit :

- Augmenter leurs diamètres si les conduites existantes sont en état vétuste.
- Si non ; on opte pour le renforcement par des conduites en parallèles pour partager le débit toutes en gardant les conduites existantes.

b. Présentation des nœuds dont les pressions sont faibles :**Tableau V.3.** Nœuds dont les pressions inférieures à la normale

Nœud	Pression (m.c.e)	Nœud	Pression (m.c.e)
J-38	-10,2	J-54	6,1
J-37	-4,8	J-43	6,5
J-39	-4,7	J-118	6,7
J-81	-4,6	J-113	7,1
J-34	-4,1	J-115	7,9
J-41	-3,1	J-35	9,1
J-84	-1,5	J-114	10,2
J-51	-1,3	J-82	10,4
J-88	-1,3	J-112	11,6
J-83	-0,9	J-117	11,8
J-36	-0,7	J-49	12,4
J-44	-0,5	J-6	13,4
J-45	0,2	J-79	13,5
J-87	0,3	J-106	13,5
J-86	0,3	J-75	14,1
J-40	1,2	J-4	14,3
J-85	2	J-76	14,9
J-46	2,6	J-73	14,9
J-47	2,8	J-5	15
J-52	3,1	J-80	15,1
J-50	4	J-2	15,9
J-42	4,3	J-78	16
J-48	5,4	J-32	16
J-53	5,5	J-23	16,5
J-3	5,9	J-22	16,7

Constat

On a constaté des pressions relativement faible à la partie nord de la ville, ainsi que des dépressions au niveau du POS AU3.

. Ces pressions sont insuffisantes pour répondre aux besoins des abonnés, et la présence des dépressions favorise l'infiltration des eaux parasites (pollution) dans la conduite, s'il existe des fuites et des joints mal façonnés.

De plus les conduites aplatissent et ce brise vue la répétition de la mise en dépression. C'est le phénomène de la fatigue des conduites.

Conclusion :

Dans cette partie on a simulé notre réseau à l'aide de logiciel WATER CAD, calcule (débit pression, pertes de charge, vitesse ...) , et on déterminer les anomalie de notre réseau ,on constate que notre réseau ne répond pas parfaitement aux exigences et aux normes de fonctionnement des réseaux d'eau potable, à savoir la pression doit être entre 20 à 50 m.c.e, et la vitesse d'écoulement entre 0,5 et 1,5 m/s.

Références bibliographiques

- [1] : **Mémoire de fin d'étude d'AEP** ; Diagnostic et réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable de (la ville Tipaza). ENSH 2010.
- [2] : Agence nationale des ressources hydrique. [**ANRH**].
- [3] : [**ONM**] (OFFICE NATIONAL DE METEOROLOGIE).
- [4] : Document technique de la direction des ressources en eau de la W.TIPAZA
- [5] : HYDRAULIQUE URBAINE tome 2, par André DUPONT EDITION EYROLLES
paris 1979.
- [6] : **Valiron, François**.- Mémento de gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement .T.1 : eau dans la ville, alimentation en eau.- Paris : Lavoisier Tech & Doc, 1994.- 435p
- [7] : Moteur de recherche [http:// WWW google.Com](http://WWW.google.Com)\ WATER CAD
- [8] : **M. BOUSLIMI** : coures Alimentation en eau potable, octobre 2004
- [9] : **GOMELA, CYRIL ; GUERREE, HENRI**.- Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.

Conclusion générale

Cette étude menée sur le système d'alimentation en eau potable existant de la ville de TIPAZA, nous a permis de faire les constatations suivantes :

- Présence de faibles pression et vitesses dans quelques parties du réseau, due à l'augmentation de la demande en eau et au sous dimensionnement des conduites.
- Insuffisance de la capacité de la ressource à partir de l'année actuels, ainsi pour les horizons futurs.
- La capacité de stockage est insuffisante pour satisfaire les besoins actuels et futures de l'agglomération.

Nous avons utilisé un logiciel de simulation hydraulique du réseau appelé Water-CAD qui montre l'état du réseau de distribution existant et projeté.

Les solutions proposées consistent à :

- Projeter un nouveau réseau dans la partie Nord-est de la ville, en optant pour un autre matériau (PEHD).
- Effectuer des changements sur des diamètres de quelques tronçons qui présentent des défaillances de point de vue hydraulique et physique au niveau des autres parties du réseau.
- Intervenir sur les différents ouvrages et renforcer l'entretien du système d'AEP afin d'assurer la meilleure desserte en eau de notre agglomération au cours des années.