

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia



Faculté de Technologie
Département d'Hydraulique

MÉMOIRE DE FIN D'ÉTUDES

Présenté par :

Akabli Abdelkader

Djoual Nadjib

En vue de l'obtention du diplôme de **MASTER en Hydraulique**

Option : **Hydraulique urbaine**

INTITULE :

**ALIMENTATION EN EAU POTABLE DE LA COMMUNE DE
TAZMALT
(A PARTIR DU BARRAGE TICHI HAFF)**

Soutenu le **01 /07 /2017** à 13 :00 h devant le jury composé de :

- Président : **Mr Benzerra A.**
- Promoteur : **Mr Hamchaoui S.**
- Examineur : **Mr Merah F.**

Remerciements

Tout d'abord nous remercions le bon Dieu pour sa bénédiction.

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

Notre promoteur monsieur S –HAMCHAOUI pour la confiance qu'il à toujours témoigné, leurs conseils et leurs patiences.

Tous les professeurs qui ont donné de leur savoir.

*Nous remercierons l'ensemble du personnel de la direction d'hydraulique de la wilaya de BEJAJA, dont nous remercions surtout M^{me} **Nadjma** d'avoir été disponible pour la difficulté.*

Nous tenons à remercier les membres de jury qui ont accepté de juger notre travail.

Notre sincère gratitude va vers tout ce qui ont participé de près ou de loin de réaliser ce travail.

Abdelkader.A et Nadjib.J

Dédicaces

Je dédier ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissance à:

Mes chère parents Abderrahmane et Meriem qui se sont sacrifié tous le lents de mes études pour m'aider et m'incité à finir ce modeste travail,

Toutes mes sœurs ainsi qu'à mes frères : Krimou, Houcine, Nouri, Facer,

Mon défunt ami Bouziane,

Toute la famille Akabli sans exception,

Mes amis : Benaouda, Zaki, Sofyane, Kimou, Moh, Salah, Omar et à tous mes amis,

La promo hydraulique 2017,

Toute personne qui a aidé de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

Shb-Aek

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail en signe de reconnaissance et de respect plus particulièrement à

Mes chers parents Bachir et Zebida, qui m'ont

soutenu durant toutes ces années de formation.

Mes sœurs Manel et Rayan et Hadil.

Tous mes voisins, proches et allié

Toute la famille

Tous mes amis sans exception.

N. DJOUAL

Table des matières

Introduction Générale.....	1
Chapitre I : Présentation du site et estimation des besoins.....	2
I.1.Introduction.....	2
I.2.Présentation du site.....	2
I.2.1.Situation géographique.....	2
I.2.2.Situation topographique.....	3
I.2.3.Situation hydrographique	3
I.2.4.Situation climatique.....	3
I.2.5.Situation hydraulique.....	4
I.2.6.Situation démographique	4
I.3.Estimation des besoins en eau.....	4
I.3.1.Estimation de la population future.....	4
I.3.2.Détermination des besoins en eau.....	5
I.3.3. Les consommations moyenne journalières	6
I.3.4. Majoration de la consommation journalière.....	7
I.3.5. Variation de la consommation journalière	8
I.3.6. Variation de la consommation horaire	9
I.4. Conclusion	11
Chapitre II :Réservoirs	12
II.1.Généralités	12
II.2.Fonction générales des réservoirs	12
II.3.Les rôles du réservoir	12
II.4.Emplacement des réservoirs.....	12
II.5.Choix du type du réservoir	13
II.6.Classification des réservoirs	13
II.7.Equipements des réservoirs.....	14
II.7.1.Conduite d'arrivé ou d'alimentation.....	14
II.7.2.Conduite de départ ou de distribution	14
II.7.3.Conduite de trop-plein.....	15
II.7.4.Conduite de décharge ou de vidange.....	15
II.7.5.Conduite by-pass	15
II.7.6.Matérialisation de la réserve d'incendie	15

II.8.Calcul de la capacité des réservoirs	16
II.8.1.La méthode analytique	16
II.8.2.Méthode graphique	17
II.9.Dimensionnement des réservoirs d'alimentation	17
II.9.1.Dimensionnement du réservoir de Chef-lieu	19
II.9.2.Dimensionnement du réservoir d'IDHRIKEN	20
II.9.3.Dimensionnement du réservoir de RODHA	21
II.9.4.Dimensionnement du réservoir d'Ikharbane	22
II.10.Conclusion	23
Chapitre II : Adduction.....	24
III.1.Introduction	24
III.2. Définition	24
III.3.Choix du tracé	24
III.3.1. Conditions techniques	24
III.3.2.conditions économiques	24
III.4. Choix du type des conduites	24
III.5. Dimensionnement des conduites	25
III.5.1.Cas de refoulement	25
III.5.3.Calcul de la vitesse	26
III.5.4 Calcul des pertes de charge	26
III.6. Calcul Hydraulique	28
III.6.1. Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)	28
III.6.2. Puissance à fournir à la pompe	28
III.6.3. Energie consommée par la pompe	28
III.6.4. Prix d'énergie (Frais d'exploitation)	28
III.6.5. Frais d'amortissement	29
III.6.6. Calcul du bilan	29
III.6.7. Prix des conduites	29
III.7. Equipements de l'adduction	29
III.7.1. Robinets vannes	29
III.7.2. Ventouses	30
III.6.3. Vidanges	31
III.6.4. Clapets	31
III.8. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons	32
III.8.1. Tronçon Réservoir Ikharbane-Réservoir RODHA, Réservoir Ikharbane-Réservoir IDHRIKEN et Réservoir Ikharbane-Réservoir Chef-lieu	32

III.9. Conclusion	37
Chapitre IV : distribution	38
IV.1.Introduction	38
IV-2- Classification des réseaux	38
IV-2-1- Réseau maillé	38
IV-2-2- Réseau ramifié	39
IV-2-3- Réseau étagé	39
IV-2-4- Réseau combiné	39
IV.3.Exigences fondamentales du réseau	39
IV.4. Conception du réseau de l'agglomération	40
IV.5. Choix du matériau des conduites	40
IV.5.1.Tuyaux en P.E	40
IV.5.2.Tuyaux en Pvc	40
IV.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution du village IDHRIKEN	41
IV.6.1. Déterminer les débits du réseau	41
IV.7. Dimensionnement du réseau	42
IV.7.1 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds de la zone Idhriken	42
IV.7.2. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET	45
IV.8.Conclusion	49
Chapitre V : Protection et pose des conduites	50
Introduction	50
V.1. La Protection des conduites contre le Coup de Bélier (Marteau d'eau)	50
V.1.1.Généralité	50
V.1.2.Causes du coup de bélier	50
V.1.3. Les risques dus aux coups de bélier	50
V.1.4. Interprétation physique du coup de bélier	51
V.1.5. Moyen de protection contre le coup de bélier	51
V.1.6. Etude du coup de bélier	54
V.1.7. Tableau récapitulatif	56
V.2. Pose des conduites	58
V.2.1.Introduction	58
V.2.2.Exécution et aménagement de la tranchée	58
V.2.3.Pose des conduites	58

V.2.4.Travaux spéciaux.....	60
V.2.5.CONCLUSION.....	62
CONCLUSION GENERALE	63

Liste des figures

Figure (I.1) : Situation géographique de Tazmalt	2
Figure (II.1) : Emplacement du réservoir	13
Figure (II.2) : Equipements hydrauliques d'un réservoir	15
Figure (II.3) : Schéma des réservoirs	18
Figure (III.1) : Vanne papillon automatisée	30
Figure (III.2) : Vanne opercule	30
Figure (III.3) : Ventouse automatique	31
Figure (III.4) : Schéma d'adduction	32
Figure (IV.1) : Réseau maillé	37
Figure (IV.2) : Réseau ramifié	39
Figure (IV.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Idhriken	43
Figure (IV.4) : Sens d'écoulement et débit au niveau des tronçons et Pression au niveau des nœuds du réseau de la zone Idhriken	48
Figure (IV.5) : Sens d'écoulement et les vitesses du réseau de la zone d'Idhriken	49
Figure (V.1) : Cheminée d'équilibre	52
Figure (V.2) : Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air	53
Figure (V.3) : Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement	55
Figure (V.4) : Pose de la conduite en tranchée	59
Figure (V.5) : Butée sur coude horizontal	60
Figure (V.6) : Butée sur coude vertical	60
Figure (V.7) : Butée sur branchement	60
Figure (V.8) : Butée sur un cône	60
Figure (V.9) : Protection spéciale pour la traversée de route	61

Liste des Tableaux

Tableau (I.1) : Températures mensuelles moyenne, maximales et minimales (DRE de Tazmalt 2015).....	3
Tableau (I.2) : évaluation de population future de Tazmalt.	5
Tableau (I.3) détermination des besoins domestique de la zone étudiée.....	6
Tableau(I.4) Taux de majoration : Administration - Commerce – Industrie.....	7
Tableau(I.5) : Besoins d'équipements et d'industries.....	7
Tableau(I.6) : Besoins en eau journaliers pour les différents horizons.....	7
Tableau (I.7) : Consommation moyenne journalière majorée de 20% pour les différents horizons.....	8
Tableau (I.8) : Consommation maximale et minimale journalière pour les différents horizons (m³/j).....	9
Tableau (I.9) : Variation de β_{max} en fonction du nombre de la population.....	9
Tableau (I.10) : Valeurs de β_{max}, β_{mix} et K_{max}, K_{min} en fonction du nombre d'habitant.....	10
Tableau (I.11) : variation du débit horaire pour les localités IDHRIKEN, RODHA et Chef-lieu... 	11
Tableau (II.1) : Fonctions d'un réservoir.....	12
Tableau (II.2) : Evaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu.....	19
Tableau (II.3) Evaluation du volume résiduel du réservoir d'IDHRIKEN.....	20
Tableau (II.4) Evaluation du volume résiduel du réservoir de RODHA.....	21
Tableau (II.5) Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ikharbane.....	22
Tableau (II.6) : Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs.....	23
Tableau(III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R(Ikharbane)-Pt(bif) 1.....	33
Tableau(III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 1-R(Rodha).....	33
Tableau(III.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 1-Pt(bif)2.....	34
Tableau(III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 2-R(Idhriken).....	35
Tableau(III.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 2-R(Chef-lieu).....	35
Tableau(III.6) : les diamètres et longueurs de la conduite d'adduction	36
Tableau (IV.1) : Débits aux nœuds de la zone Idhriken.....	43
Tableau (IV.2) : Détermination des diamètres du réseau.....	46
Tableau (IV.3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds.....	47
Tableau (IV.4) : Diamètre et longueur des conduites dans le réseau de distribution	49
Tableau (V.1) : Récapitulatif des résultats du coup de bélier.....	56

Liste des symboles

P : Population à l'horizon considéré.

P_r : Population de l'année de référence (2008).

n : Nombre d'année séparant les deux horizons considérés.

T : Taux d'accroissement annuel de population en (%).

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

N_{hab} : Nombre d'habitants à l'horizon donné

Q_i : Dotation égale à 150 l/j.hab

Q_{max,j} : Débit maximal journalière le plus chargé de l'année ;

Q_{min,j} : Débit minimal journalière le plus chargé de l'année ;

K_{max,j} : Coefficient de consommation maximale journalière

K_{min,j} : Coefficient de consommation minimale journalière

K_{max,h} : Coefficient de consommation maximale horaire ;

K_{min,h} : Coefficient de consommation minimale horaire ;

α: Ce coefficient dépend du niveau de vie et du confort,

V_r : Capacité résiduelle (m³),

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

Q_{max,j}: La consommation maximale journalière (m³/j).

V_T : Capacité totale du réservoir (m³).

V_{inc} : Volume d'incendie estimé à 120 (m³)

R_{max} : Résidu maximal journalier (%)

V_n : Capacité normalisée du réservoir (m³)

S : Section du réservoir (m²)

D : Diamètre de la cuve (m)

h : Hauteur d'eau (m)

V_{min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.

V_{max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.

D_{min} : Diamètre minimal de la conduite en (m).

D_{max} : Diamètre maximale de la conduite en (m).

Q : Débit que doit faire transiter la conduite en (m³/s).

HL : Pertes de charge linéaires (m) ;

L : Longueur de la conduite (m) ;

J : Gradient de perte de charge par mètre linéaire (m/ml).

D : Diamètre de la conduite (m) ;

V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;

g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;

λ : Coefficient de pertes de charge.

K : Rugosité de la conduite en (mm) ;

D : Diamètre de la conduite en (mm) ;

Re : Nombre de Reynolds.

α : Coefficient de vieillissement des conduite

K0 : Rugosité absolue de la conduite neuve ;

t : Temps de service

μ : Viscosité cinématique de l'eau

Hs : Pertes de charge singulières (m)

HT : Pertes de charge totales (m)

Hr : Perte de charge au refoulement (m) ;

Hasp : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;

Hg : Hauteur géométrique(m)

Pa : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;

η : Rendement de pompage

Hmt : Hauteur manométrique totale

E : Energie consommée pendant une année (KWh) ;

Pe : Prix du (Kwh),

E : Energie consommée par la pompe » (Kwh) ;

Fexp : Frais d'exploitation (DA).

Pr : Prix de revient de chaque conduite (DA/ml) ;

A : Annuité.

i : Taux d'annuité = 8% ;

n : Nombre d'années d'amortissement

BL: Le bilan

Qp : Le débit de pointe (l/s) ;

Qmax.j : Le débit maximum journalier (l/s) ;

Pmax : Le pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe

Qsp : Débit spécifique l/s/ml ;

$\sum L_i$: Somme de longueurs alimentées par le réseau.

Q_r : Débit en route l/s ;

L_i : Longueur alimenté par tronçon concerné (m)

Q_{ni} : Débit nodal nœud concerné ;

Q_{ci} : Somme des débits

Q_{ri} : Débit concentré au nœud i (l/s).

κ : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,

D_{in} : Diamètre intérieur de la conduite (mm),

e : Epaisseur de la conduite (mm).

B : La valeur du coup de bélier (m),

a : La célérité de l'onde (m/s),

V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),

t_r : Temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

H_{max} : Valeur maximale de coup de bélier

H_{min} : Valeur minimale de coup de bélier

J_v : Pertes de charge dans la vanne

ξ : Coefficient d'ouverture de la vanne

θ : L'angle d'ouverture de la vanne (°C)

$R(I)$: Réservoir Ikharbane,

$R(R)$: Réservoir Rodha,

$R(Id)$: Réservoir Idhriken,

$R(C-lieu)$: Réservoir Chef-lieu,

$Bif(H''1)$: Point de bifurcation ($H''1$),

$Bif(H''2)$: Point de bifurcation ($H''2$).

Introduction Générale

Introduction Générale

L'eau, élément essentiel à toute forme de vie, a toujours influencé la vie de l'homme, de part son mode de vie et ses activités, la sédentarisation de l'espèce humaine dépendait principalement de la proximité des points d'eau, formant ainsi des communautés qui n'ont cessé de se développer jusqu'à l'état actuel de notre civilisation. L'expansion démographique et l'élévation du niveau de vie ont engendré une demande en eau potable croissante.

Les quantités d'eau, en Algérie, sont pour l'instant suffisantes grâce à la mobilisation des eaux surfaces, des eaux souterraines, mais à l'avenir, il ne sera plus permis de mal gérer cette ressource. La bonne gestion d'un système d'alimentation en eau potable débute par un bon dimensionnement du réseau lui-même et par une gestion rigoureuse des différentes parties du projet.

Dans ce contexte s'inscrit notre projet de fin d'étude qui vise à étudier l'alimentation en eau potable de la commune de Tazmalt (Wilaya de Bejaia) à partir du barrage de Tichi Haf sur un horizon projet de 25ans.

Pour cela notre étude sera menée comme suit :

Dans le premier chapitre, nous commencerons par la présentation du site. Ensuite nous procéderons à l'estimation de la population et des besoins en eau aux divers horizons.

Le deuxième chapitre sera consacré au dimensionnement des réservoirs.

Dans le troisième chapitre, nous ferons une étude technico-économique dans le but de dimensionner les conduites d'adduction.

Le quatrième chapitre sera consacré à l'étude du réseau de distribution.

On terminera avec la pose et la protection des conduites contre le coup de bélier et une conclusion générale.

Chapitre I :
Présentation du site
et estimation des
besoins

Présentation du site et estimation des besoins

I.1.Introduction

Ce chapitre décrit en quelques pages la présentation du site d'étude des localités à approvisionner en eau ceci de différents points de vue à savoir : Géographique, topographique, géologique, climatique, démographique et hydraulique.

I.2.Présentation du site

I.2.1.Situation géographique

La commune de Tazmalt, une des plus importantes de Kabylie, et à l'instar de toute la daïra de Tazmalt, fait partie géographiquement de la vallée du Sahel, une vallée qui abrite toutes les plaines du massif du Djurdjura. Bâtie à une moyenne de 225 jusqu'à 450 mètres d'altitude. La commune est située à 170 km au sud-est d'Alger (145 km par l'autoroute est-ouest), elle est la plus proche de la capitale et de Bouira (seulement 45 km), et 80 km au sud de Tizi Ouzou (mais seulement 50 km à vol d'oiseau) et à quelques 80 kilomètres au sud-ouest de chef-lieu de la wilaya de Béjaïa [1].



Figure (I.1) : Situation géographique de Tazmalt

I.2.2.Situation topographique

Son relief est constitué de deux types morphologiques à savoir : montagneux caractérisé par de fortes pentes et semi-montagneux (plaines) caractérisé par de faibles pentes [1].

I.2.3.Situation hydrographique

Selon le débit véhiculé par les cours d'eau, on distingue deux types.

Les cours d'eau principaux (oued sahel et merighe) sont alimentés à partir des petits oueds. Ils prennent leurs ressources sur les hauteurs des montagnes et s'orientent et accessibles. Les cours d'eau secondaires constituent la quasi-totalité du réseau hydrographique de la commune [2].

I.2.4.Situation climatique

Le climat est de type méditerranéen à période estivale sèche, appartenant à l'étage bioclimatique suburbain inférieur à la limite du semi-aride, avec une pluviométrie moyenne annuelle de 380mm par an, favorisant les essences thermophiles, telle que le pin d'alpe et le chêne vert [3].

I.2.4.1.Température

Les températures mensuelles moyennes, maximales et minimales sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau (I.1) : Températures mensuelles moyenne, maximales et minimales (DRE de Tazmalt 2015)

*Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Tmoy (°C)	8,6	9,2	10,6	13,0	16,8	22,1	26 ,1	26,4	22,5	17,5	12,6	9,8
Tmax (°C)	17,1	18,0	21 ,3	23,1	28,2	33,3	38,7	39,8	37,1	28,4	24,9	22,3
Tmin (°C)	1,4	2,3	2,4	3,1	5,1	8,1	9,1	11,7	10,5	7,8	4,1	2,4

Les mois les plus chauds sont juin, juillet, août et septembre où la température moyenne varie entre 22,1°C et 26,4°C. Les mois les plus froids sont décembre, janvier et février où la température moyenne varie entre 8,6°C et 9,8°C.

I.2.5.Situation hydraulique

La commune de Tazmalt est alimentée à partir du barrage du Tichi-haf moyennant des conduites d'adduction qui alimentent aussi les communes Ighrem et Beni Melikeche qui arrivent au réservoir Ikharbane,

Ce dernier qui alimente notre zone par une chaine d'adduction gravitaire

I.2.6.Situation démographique

Selon le dernier recensement général de la population effectué en avril 2008, la commune de Tazmalt compte 28112 habitants. Son taux d'accroissement est de 1,14 %.

La ville de Tazmalt (Chef-lieu) proprement dite compte pour sa part 24 559 habitants, ce qui fait d'elle la cinquième ville de Kabyles, le reste réparti sur deux autres localités sont IDHRIKEN et RODHA.

I.3.Estimation des besoins en eau

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

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

L'étude présente, se base sur le recensement de l'A.P.C, les orientations du plan d'urbanisation et des équipements.

Pour l'essentiel, on peut dire que l'évaluation des besoins en eau d'alimentation vise la satisfaction d'un niveau sanitaire générale en étroite relation et dépendance avec le développement socio-économique du pays.

I.3.1.Estimation de la population future

L'estimation de la population ainsi que les besoins en eau de la population à desservir, sont calculés sur la base du recensement démographique de 2008 (RGPH).

Le nombre d'habitants de l'année 2008 est égal à 28112 habitants :

Pour estimer la population future à l'horizon du projet, soit 25ans (à partir de l'année d'étude), on se réfère à la loi des accroissements géométriques donnée par la relation suivant :

$$P=P_r(1+T)^n \quad (I.1)$$

Avec :

- P : Population à l'horizon considéré.
- P_r : Population de l'année de référence (2008).
- n : Nombre d'année séparant les deux horizons considérés.
- T : Taux d'accroissement annuel de population en (%).

Pour les différents horizons pris en compte dans notre étude, le taux d'accroissement pour la commune étudiée est $T=1,14\%$. [4]

On En se basant sur la relation (I.1), les différentes populations des localités de la commune de Tazmalt sont données dans le tableau ci-après :

Tableau (I.2) : évaluation de population future de Tazmalt.

Horizon		2008	2017	2042
Agglomération	Chef-lieu	24559	27197	32605
	IDHRIKEN	1998	2213	2653
	RODHA	1555	1722	2064
Total		28112	31131	37322

I.3.2.Détermination des besoins en eau :

Afin de déterminer les besoins en eau d'une agglomération, on doit estimer tous les besoins existants, à savoir : domestique, scolaire, socioculturel.

I.3.2.1.Normes de consommation :

La quantité d'eau nécessaire à l'alimentation en eau potable est généralement estimée en litres par habitants, et par jour, par carré de surface des végétaux, par mètre cube, par tonne de productivité, par tête d'animale,...etc.

Cette norme dépend de certains critères dont les principaux sont :

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

L'agglomération dont on va étudier l'alimentation en eau potable est une agglomération importante, nous pouvons donc adopter une dotation de 150 l/J/hab pour l'horizon future.

I.3.3. Les consommations moyenne journalières :

I.3.3.1. La consommation moyenne domestique :

Le débit moyen journalier domestique au cours de l'année est donné par l'expression suivante :

$$Q_{\text{moy}} = \frac{N_{\text{hab}} \times Q_i}{1000} \quad (\text{I.2})$$

Où :

Q_{moy} : Consommation moyenne domestique journalière [m^3/j]

N_{hab} : Nombre d'habitants à l'horizon donné

Q_i : Dotation égale à 150 l/j.hab

A- Calcul les différents besoins actuels et futurs

1. Besoins domestiques :

Les besoins domestiques sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau (I.3) Détermination des besoins domestique de la zone étudiée

	Nombre d'habitant		Dotation (l/s)	$Q_{\text{moy},j}$ (m^3/j)	
	2017	2042		2017	2042
Chef-lieu	27197	32605	150	4079,55	4890,75
IDHRIKEN	2213	2653	150	331,95	397,95
RODHA	1722	2064	150	258,3	309,6
total	31131	37322	Total	4669,8	5598,3

2. Besoin collectif :

Dans l'évaluation de la demande en eau potable, il y a lieu d'inclure, en plus des besoins domestique, les besoins en en eau de tous les autres usagers raccordés au réseau de distribution d'eau potable, et notamment :

- ❖ Les institutions administratives ;
- ❖ Les locaux commerciaux ;
- ❖ La petite industrie implantée dans le tissu urbain.

Ces besoins sont évalués en appliquant une majoration au taux des besoins eau domestiques.

Dans cette étude nous optons pour un taux de 20% avancé dans l'étude.

Tableau(I.4) Taux de majoration : Administration - Commerce – Industrie.

Agglomération	Administration	Commerce	Petite industrie	Total
Urbaine	10%	5%	5%	20%
Rurale	5%	3%	2%	10%

Tableau(I.5) : Besoins d'équipements et d'industries

Agglomération	Administration		Commerce		Petite industrie		Total	
	2017	2042	2017	2042	2017	2042	2017	2042
Chef-lieu	407,955	489,075	203,98	244,54	203,98	244,54	815,91	978,15
IDHRIKEN	33,195	39,795	16,60	19,90	16,60	19,90	66,39	79,59
RODHA	25,83	30,96	12,92	15,48	12,92	15,48	51,66	61,92
total	466,98	559,83	233,49	279,915	233,49	279,915	933,96	1119,66

Le débit moyen journalier pour les différents horizons est dans le tableau (I.8)

Tableau(I.6) : Besoins en eau journaliers pour les différents horizons

Agglomération	Q _{moy,j} (m ³ /j)	
	2017	2042
Chef-lieu	4895,46	5868,9
IDHRIKEN	398,34	477,54
RODHA	309,96	371,52
total	5603,76	6717,96

I.3.4. Majoration de la consommation journalière

Pour éviter toute insuffisance dans la consommation journalière, on prévoit une majoration de 20% des besoins totaux journaliers à l'horizon futur ; ceci pour combler les fuites qui sont généralement dues :

- ❖ Soit à la consommation non quantifiée (illégale).
- ❖ Soit aux fuites dans le système d'adduction et de distribution qui sont fonction du type de tuyaux, du vieillissement du réseau, des différents équipements hydrauliques, de la nature du terrain et de qualité d'entretien.
- ❖ Soit aux fuites chez les consommateurs (robinets).

Tableau (I.7) : Consommation moyenne journalière majorée de 20% pour les différents horizons

Agglomération	2017			2042		
	Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} maj 20% (m ³ /j)		Q _{moy,j} (m ³ /j)	Q _{moy,j} maj 20% (m ³ /j)	
Chef-lieu	4895,46	5874,552		5868,9	7042,68	
IDHRIKEN	398,34	478,008		477,54	573,048	
RODHA	309,96	371,952		371,52	445,824	
Total	5603,76	6724,512		6717,96	8061,55	

I.3.5. Variation de la consommation journalière

La consommation d'eau journalière mise à une variation caractérisée par des coefficients d'irrégularité :

$$K_{\max,j} = \frac{\text{Consommation maximale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.3})$$

$$K_{\min,j} = \frac{\text{Consommation minimale journalière}}{\text{consommation moyenne journalière}} \quad (\text{I.4})$$

D'où :

$$Q_{\max,j} = K_{\max,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.5})$$

$$Q_{\min,j} = K_{\min,j} \times Q_{\text{moy},j} \quad (\text{I.6})$$

Avec :

Q_{max,j} : Débit maximal journalière le plus chargé de l'année ;

Q_{min,j} : Débit minimal journalière le plus chargé de l'année ;

K_{max,j} : Coefficient de consommation maximale journalière dépend de l'importance de l'agglomération ; sa valeur est comprise entre 1.1 et 1.3 ; on prend K_{max,j}= 1.2 ; [1]

K_{min,j} : coefficient de consommation minimale journalière ; varie entre 0.7 et 0.9 ; on prend K_{min,j}= 0.9. [1]

Les résultats sont dans le tableau suivant :

Tableau (I.8) : Consommation maximale et minimale journalière pour les différents horizons (m³/j)

Agglomération	2017		2042	
	Q _{min,j}	Q _{max,j}	Q _{min,j}	Q _{max,j}
Chef-lieu	5287,097	7049,46	6338,41	8451,22
IDHRIKEN	430,2072	573,61	515,743	687,658
RODHA	334,7568	446,342	401,242	534,989
Total	6052,06	8069,41	7255,4	9673,86

I.3.6. Variation de la consommation horaire

Suivant les heures de la journée, le débit est soumis à des variations horaires, elles sont caractérisées par le coefficient de variation horaire $K_{\max,h}$ et $K_{\min,h}$, tel que :

- $K_{\max,h}$: coefficient de consommation maximale horaire ;
- $K_{\min,h}$: coefficient de consommation minimale horaire ;

$$K_{\max,h} = \alpha_{\max} \times \beta_{\max} \quad (I.7)$$

$$K_{\min,h} = \alpha_{\min} \times \beta_{\min} \quad (I.8)$$

Avec :

- α : ce coefficient dépend du niveau de vie et du confort,
 α_{\max} : il est varié entre 1,2 et 1,4. On prend $\alpha_{\max}=1.3$
 α_{\min} : il est varié entre 0.4 et 0.6
- β_{\max} : ce coefficient dépend du nombre d'habitant et sera déterminé par l'interpolation à l'aide du tableau suivant :

Tableau (I.9) : Variation de β_{\max} en fonction du nombre de la population

Nombre d'habitants (10 ³)	β_{\max}	β_{\min}
<1.0	2.0	0.1
1.5	1.8	0.1
2.5	1.6	0.1
4.0	1.5	0.2
6.0	1.4	0.25
10	1.3	0.4

Tableau (I.9) : Variation de β_{max} en fonction du nombre de la population (suite)

Nombre d'habitants (10^3)	β_{max}	β_{min}
20	1.2	0.5
30	1.15	0.6
100	1.1	0.7
300	1.03	0.83
>1000	1.0	1.0

D'après le tableau, et après l'interpolation, on trouvera les résultats dans tableau suivant :

Tableau (I.10) : Valeurs de β_{max} , β_{mix} et K_{max} , K_{min} en fonction du nombre d'habitant

Agglomération	Nbre d'habitants	α_{max}	α_{min}	β_{max}	β_{min}	K_{max}	K_{min}
Chef-lieu	32605	1.3	0,5	1.14	0,7	1,482	0,35
IDHRIKEN	2653	1.3	0,5	1,6	0,1	2,08	0,5
RODHA	2064	1.3	0,5	1,6	0,1	2,08	0,5
Ikharbane	37322	1.3	0,5	1.14	0,7	1,482	0,35

Le débit horaire d'une agglomération est variable selon l'importance de cette dernière. Cette variation des débits horaires est exprimée en pourcentage (%) par rapport au débit maximal journalier de l'agglomération.

Le tableau suivant représente les résultats de calcul pour IDHRIKEN et RODHA

Tableau (I.11) : Variation du débit horaire pour les localités IDHRIKEN, RODHA et Chef-lieu.

Heure	IDHRIKEN		RODHA		Chef-lieu	
	Consommation journalière maximale $Q_{max,j}=687,658 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation journalière maximale $Q_{max,j}=534,989 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation journalière maximale $Q_{max,j}=8451,22 \text{ m}^3/\text{j}$	
	En (%)	En (m^3/h)	En (%)	En (m^3/h)	En (%)	En (m^3/h)
0--1	1	6,87658	1	5,34989	1,5	126,77
01--02	1	6,87658	1	5,34989	1,5	126,77
02--03	1	6,87658	1	5,34989	1,5	126,77
03--04	1	6,87658	1	5,34989	1,5	126,77
04--05	2	13,75316	2	10,69978	2,5	211,28
05--06	3	20,62974	3	16,04967	3,5	295,79

Tableau (I.11) : Variation du débit horaire pour les localités IDHRIKEN, RODHA et Chef-lieu (suite).

Heure	IDHRIKEN		RODHA		Chef-lieu	
	Consommation journalière maximale $Q_{\max,j}=687,658 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation journalière maximale $Q_{\max,j}=534,989 \text{ m}^3/\text{j}$		Consommation journalière maximale $Q_{\max,j}=8451,22 \text{ m}^3/\text{j}$	
	En (%)	En (m^3/h)	En (%)	En (m^3/h)	En (%)	En (m^3/h)
06--07	5	34,3829	5	26,74945	4,5	380,3
07--08	6,5	44,69777	6,5	34,774285	5,5	464,82
08--09	6,5	44,69777	6,5	34,774285	6,25	528,2
09--10	5,5	37,82119	5,5	29,424395	6,25	528,2
10--11	4,5	30,94461	4,5	24,074505	6,25	528,2
11--12	5,5	37,82119	5,5	29,424395	6,25	528,2
12--13	7	48,13606	7	37,44923	5	422,56
13-14	7	48,13606	7	37,44923	5	422,56
14-15	5,5	37,82119	5,5	29,424395	5,5	464,82
15-16	4,5	30,94461	4,5	24,074505	6	507,07
16-17	5	34,3829	5	26,74945	6	507,07
17-18	6,5	44,69777	6,5	34,774285	5,5	464,82
18-19	6,5	44,69777	6,5	34,774285	5	422,56
19-20	5	34,3829	5	26,74945	4,5	380,3
20-21	4,5	30,94461	4,5	24,074505	4	338,05
21-22	3	20,62974	3	16,04967	3	253,54
22-23	2	13,75316	2	10,69978	2	169,02
23-24	1	6,87658	1	5,34989	1,5	126,77
Total	100	687,658	100	534,989	100	8451,22

Le débit maximum horaire de pointe pour IDHRIKEN est de $48,13606 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 12h à 14h. Le débit maximum horaire de pointe pour RODHA est de $37,44923 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 12h à 14h.

Le débit maximum horaire de pointe pour Chef-lieu est de $528,20 \text{ m}^3/\text{h}$ et survient entre 08h à 12h.

Donc le Q_p est calculé comme suit :

$$Q_p = 48,13606 + 37,44923 + 528,20$$

I.4. Conclusion :

Dans ce chapitre on étudie les différentes caractéristiques de la commune de Tazmalt et on estime aussi le développement démographique de cette commune qui est égal à 37322 habitant à l'horizon 2042.

À la fin de ce chapitre on trouve que le débit maximal journalier pour la commune de Tazmalt est $9673,86 \text{ (m}^3/\text{j)}$, soit $111,966 \text{ (l/s)}$ au même horizon.

Chapitre II

Réservoirs

Chapitre II. Réservoirs

II.1.Généralités

Les réservoirs sont des ouvrages hydrauliques aménagés pour stocker de l'eau. Ils sont placés généralement sur des sommets géographiques pour permettre la distribution de l'eau sous pression.

Le réservoir permet également de :

- Assurer une pression suffisante et régulière dans le réseau.
- Maintenir l'eau à l'abri de la pollution et des variations de température.
- Stocker la réserve d'incendie.

II.2.Fonction générales des réservoirs [6]

Les fonctions générales assurées par les réservoirs d'eau potable sont multiples et de nature à la fois technique et économique.

Tableau (II.1) : Fonctions d'un réservoir

Fonctions Techniques	Fonctions économiques
<ul style="list-style-type: none"> - Régulation des débits - Sécurité d'approvisionnement - Régulation de la pression - Simplification de l'exploitation - Réacteur participant au traitement 	<ul style="list-style-type: none"> - Réduction des investissements sur les ouvrages de production - Réduction des investissements sur le réseau de distribution - Réduction des dépenses d'énergie

II.3.Les rôles du réservoir [7]

Les rôles d'un réservoir se résument comme suit :

- Milieu où on peut traiter l'eau à l'aide de chlore.
- Réduction des investissements sur les ouvrages de production et le réseau de distribution.
- Réduction des dépenses d'énergie (stockage la nuit et distribution gravitaire pendant les heures de pointe).
- Assurer la continuité de distribution pendant l'arrêt de la pompe.
- Assurer une réserve d'incendie.

II.4.Emplacement des réservoirs

Pour de multiples raisons, il y a tout intérêt, au strict point de vue de la distribution, à ce que le réservoir se situe aussi près que possible du centre de l'agglomération (château d'eau) pour réduire les pertes de charge.

L'altitude du réservoir, plus précisément du radier doit se situer à un niveau supérieur à la plus haute cote piézométrique exigée sur le réseau.

Il faut donc évaluer la perte de charge entre le réservoir et le point de plus haute cote piézométrique à desservir. On obtient ainsi approximativement l'altitude du radier.

La topographie intervient et a une place prépondérante dans le choix de l'emplacement, de même que la géologie. Il ne faut pas oublier les extensions futures.

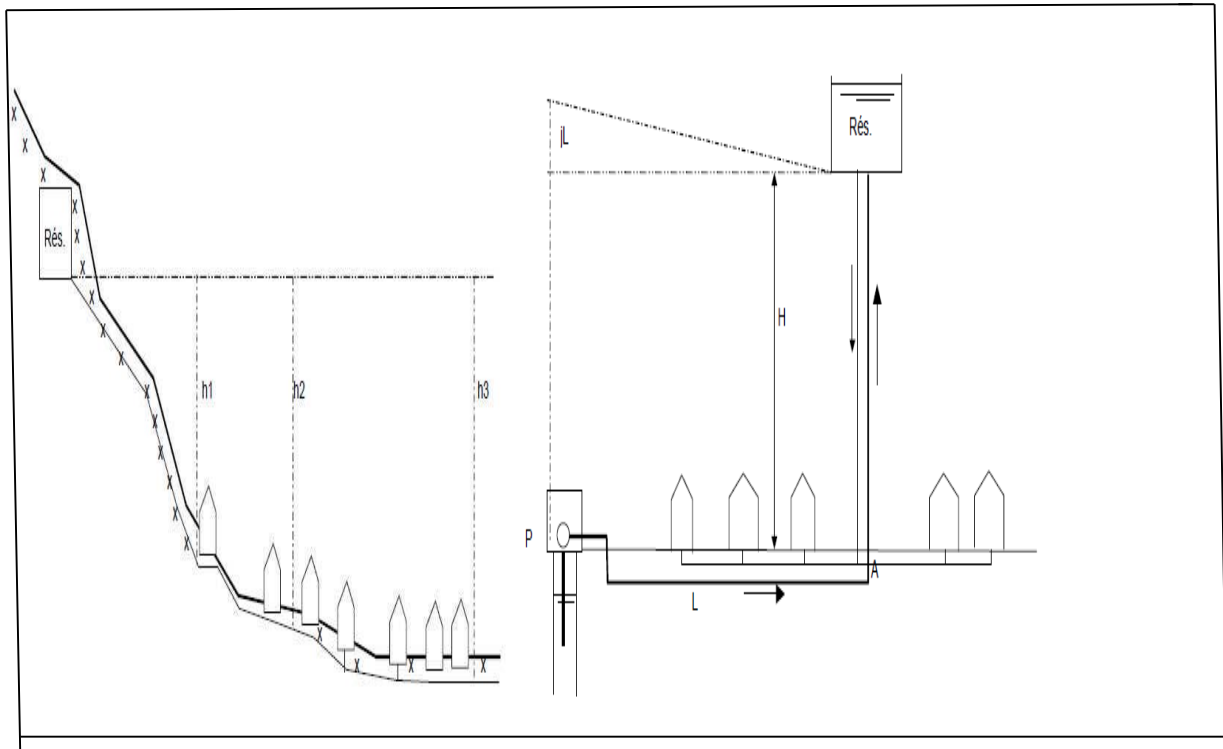


Figure (II.1) : Emplacement du réservoir

II.5. Choix du type du réservoir

Pour des capacités réduites, les réservoirs sont, parfois, construits en tôle. Mais, d'une manière générale, les réservoirs sont construits en maçonnerie et surtout en béton armé ou en béton précontraint. La hauteur à donner au plan d'eau inférieur de la cuve impose, très souvent, les conditions de construction du réservoir, qui peut être :

- Soit complètement enterré ;
- Soit semi enterré ;
- Soit surélevé.

II.6. Classification des réservoirs [6]

Les réservoirs peuvent être classés de différentes façons selon le critère retenu.

- ❖ **Situation par rapport à la distribution :**
 - Réservoir en charge sur le réseau
 - Réservoir nécessitant une surpression

❖ **Rôle joué :**

- Réservoir principal
- Réservoir d'équilibre disposé sur le réseau

❖ **Pression d'air au-dessus du plan d'eau :**

- Pression atmosphérique
- Contre -pression d'air

❖ **Matériaux de construction utilisés :**

- Maçonnerie
- Béton armé ou précontraint
- Acier

En combinant certains de ces critères, on considère généralement quatre types de réservoirs :

1. **Réservoirs au sol** (enterré, semi-enterré ou sur le sol) alimentant gravitairement le réseau de distribution.

2. **Réservoirs (généralement au sol) avec station de surpression associée**, l'alimentation du réseau de distribution nécessitant une surpression;

3. **Réservoirs surélevés**, la cuve du réservoir étant disposée sur une tour ;

4. **Réservoirs sous-pression** où un dispositif de compresseur d'air maintient au-dessus du plan d'eau une pression supérieure à la pression atmosphérique.

❖ **De multiples facteurs interviennent dans la détermination du type de réservoir:**

- Conditions topographiques de la région à desservir,
- Conditions hydrauliques de la distribution: volume du réservoir, pression à assurer,

II.7.Equipements des réservoirs

Un réservoir unique ou compartimenté doit être équipé :

- ❖ d'une conduite d'arrivée ou d'alimentation ;
- ❖ d'une conduite de départ ou de distribution ;
- ❖ d'une conduite de vidange ;
- ❖ d'une conduite de trop-plein ;
- ❖ du système de matérialisation d'incendie ;
- ❖ d'une conduite by-pass.

Toutes ces conduites doivent normalement aboutir dans une chambre de manœuvre. Le traversée des parois des réservoirs par les diverses canalisations peuvent s'effectuer, soit à l'aide des gaines étanches comprenant un corps en fonte muni de cannelures extérieures et de deux brides de raccordement, soit au moyen de manchons et viroles a doublé bride.

II.7.1.Conduite d'arrivé ou d'alimentation

Cette conduite du type refoulement ou gravitaire, doit arriver de préférence dans la cuve en siphon noyé ou par le bas, toujours à l'opposé de la conduite de départ, pour provoquer un meilleur brassage. Cette arrivé permet le renouvellement d'eau par mélange en créant perturbation et écoulement par rouleaux.

II.7.2.Conduite de départ ou de distribution

Cette conduite est placée à l'opposé de la conduite d'arrivée à quelque centimètre au-dessus du radier (15 à 20 cm) pour éviter l'entrée de matières en suspension. L'extrémité est munie d'une crépine courbée pour éviter le phénomène de vortex (pénétration d'air dans la conduite). Cette conduite est équipée d'une vanne à survitesse permettant la fermeture rapide en cas de rupture au niveau de cette conduite.

II.7.3. Conduite de trop-plein

Cette conduite permet d'évacuer l'excès d'eau au réservoir en cas où la pompe ne s'arrête pas. Si le réservoir est compartimenté, chaque cuve doit avoir une conduite de trop-plein. Ces conduites doivent se réunir dans la chambre de manœuvre pour former un joint hydraulique évitant la pénétration de tous corps étranger.

II.7.4. Conduite de décharge ou de vidange

La conduite de vidange doit partir du point le plus bas du radier. Elle permet la vidange du réservoir en cas de nettoyage ou de réparation. Elle est munie d'un robinet vanne, et se raccorde généralement à la conduite de trop-plein. Le robinet vanne doit être nettoyé après chaque vidange pour éviter les dépôts de sable.

II.7.5. Conduite by-pass

C'est un tronçon de conduite qui relie la conduite d'arrivée et la conduite de départ dans le cas d'un réservoir unique non compartimenté. Cette conduite fonctionne quand le réservoir est isolé pour son entretien ou dans le cas d'une incendie a forte charge

II.7.6. Matérialisation de la réserve d'incendie

Pour conserver notre réserve d'incendie qui nous permet de lutter contre le feu, il faut que notre réservoir soit équipé de manière à ce que cette capacité ne soit pas utilisée à d'autres fins autres que l'incendie.

Le système utilisé est un dispositif spécial de la tuyauterie qui permet d'interrompre l'écoulement, une fois le niveau de la réserve d'incendie atteint. En service normal : vanne 2 est fermée et la vanne 1 et 3 sont ouvertes.

Incendie : il suffit d'ouvrir la vanne 2.

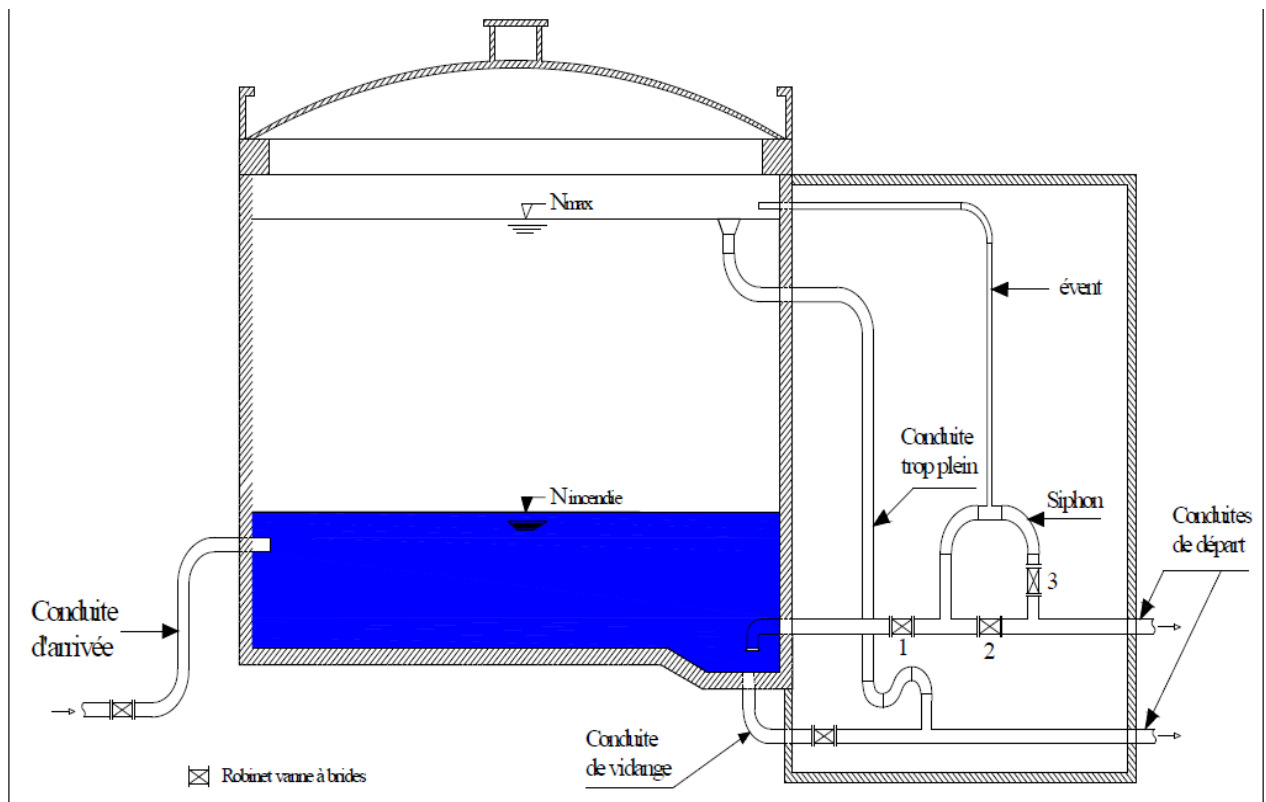


Figure (II.2) : Equipements hydrauliques d'un réservoir

II.8. Calcul de la capacité des réservoirs

Pour assurer leur rôle, les réservoirs doivent avoir une capacité suffisante.

La capacité du réservoir doit être estimée en tenant compte des variations des débits à l'entrée comme à la sortie ; c'est-à-dire d'une part du mode d'exploitation des ouvrages situés en amont et d'autre part de la variation de la demande. Le plus souvent, la capacité est calculée pour satisfaire aux variations journalières du débit de consommation en tenant compte bien entendu du jour de plus forte consommation et de la réserve d'eau destinée à l'incendie. Il est possible de réduire leur capacité en calculant le volume minimum pour assurer la continuité de la distribution. A la limite, le réservoir peut servir de simple régulateur de pression en fonction du rythme d'enclenchement de la pompe.

Deux méthodes peuvent être appliquées pour déterminer le volume des réservoirs :

-Méthode analytique

-Méthode graphique

II.8.1. 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 :

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

V_r : capacité résiduelle (m^3),

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

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

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

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

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

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

➤ Détermination de résidu maximum dans les réservoirs :

Pour dimensionner un réservoir, on est appelé à déterminer le résidu maximal. Souvent celui ci peut être localisé aux environs des heures de pointe où la consommation est élevée.

La variation entre le débit entrant et le débit à distribuer peut nous permettre sa localisation. Donc si la différence de débit entrant au réservoir est supérieure à celui qui sort de ce dernier cela indique qu'il y a un surplus, et dans le cas contraire, on aura un déficit.

On détermine ensuite le résidu dans le réservoir pour chaque heure. La valeur maximale trouvée sera le pourcentage du volume de stockage.

II.8.2.Méthode graphique

Cette méthode est basée sur le traçage des courbes de la consommation 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 :

$$R_{max} = |V|^+ + |V|^- \quad (\%)$$

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

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

Dont le volume total sera :

$$V_t = V_r + V_{inc} \quad (m^3)$$

II.9.Dimensionnement des réservoirs d'alimentation

Dans cette présente étude, les réservoirs terminaux doivent être prévus, et leurs capacités sont déterminées par la formule suivante:

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

Vr : capacité résiduelle (m³),

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

Qmax.j: La consommation maximale journalière (m³/j).

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

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

VT : capacité totale du réservoir (m³).

Vinc : volume d'incendie estimé à 120 m³.

Remarque :

Toutes les conduites d'arrivée vers les réservoirs sont du type gravitaire.

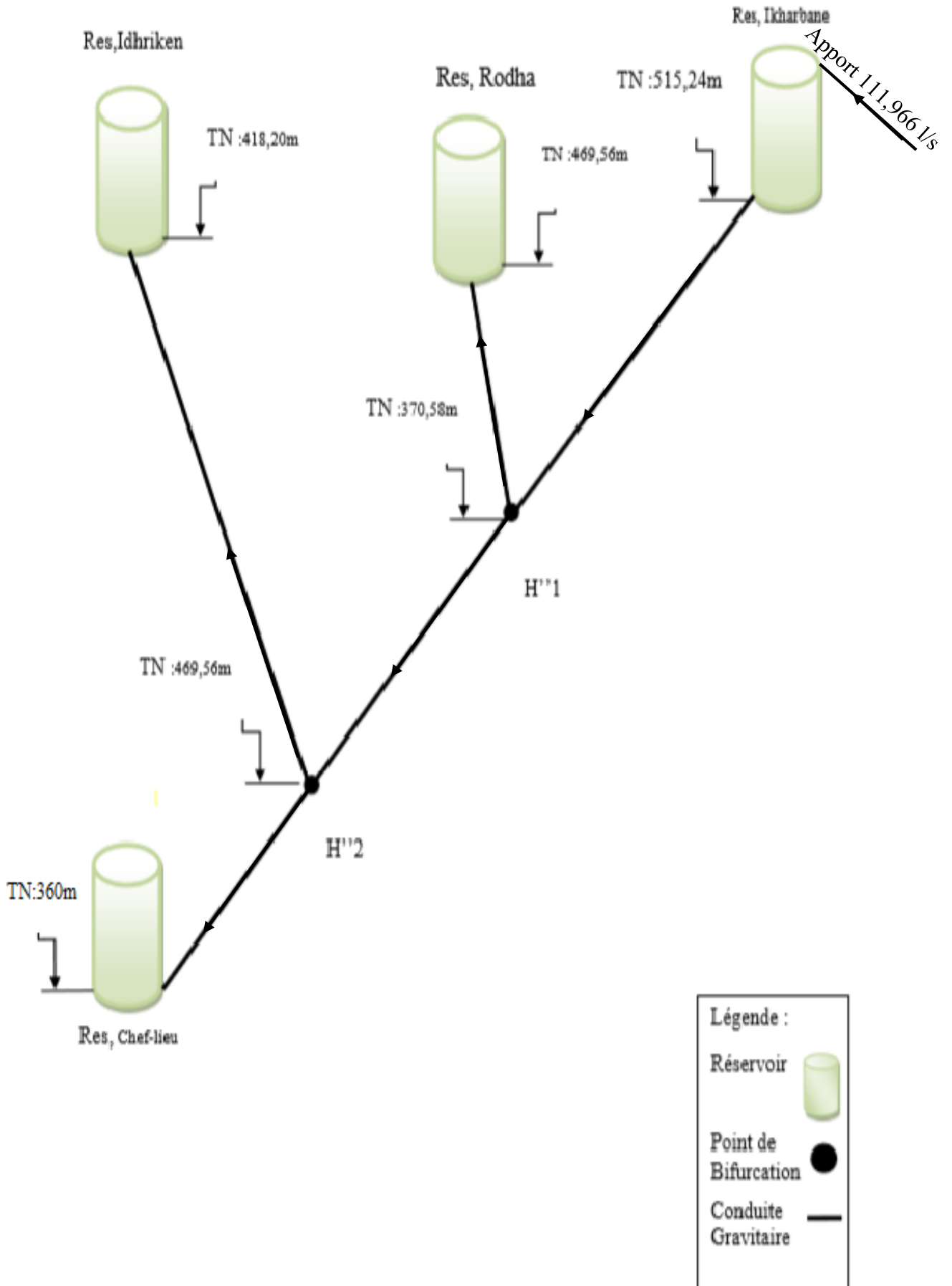


Figure (II.3) : Schéma des réservoirs

II.9.1. Dimensionnement du réservoir de Chef-lieu

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu est donnée dans le tableau (II.2) :

Tableau (II.2) : Evaluation du volume résiduel du réservoir de chef-lieu

Heures	Apport		Distribut. (%)		Surplus	Déficit	Résidu m3/h
	Apport (%)	Volume (m ³)	Distribut. (%)	Consomm. (m3)			
0--1	4,17	352,134	1,5	126,7683	225,37	/	225,37
1--2	4,17	352,134	1,5	126,7683	225,37	/	450,74
2--3	4,17	352,134	1,5	126,7683	225,37	/	676,10
3--4	4,17	352,134	1,5	126,7683	225,37	/	901,47
4--5	4,17	352,134	2,5	211,2805	140,85	/	1042,32
5--6	4,17	352,134	3,5	295,7927	56,34	/	1098,66
6--7	4,17	352,134	4,5	380,3049	/	-28,17	1070,49
7--8	4,17	352,134	5,5	464,8171	/	-112,68	957,81
8--9	4,17	352,134	6,25	528,20125	/	-176,07	781,74
9--10	4,17	352,134	6,25	528,20125	/	-176,07	605,67
10--11	4,17	352,134	6,25	528,20125	/	-176,07	429,61
11--12	4,17	352,134	6,25	528,20125	/	-176,07	253,54
12--13	4,17	352,134	5	422,561	/	-70,43	183,11
13--14	4,17	352,134	5	422,561	/	-70,43	112,68
14--15	4,17	352,134	5,5	464,8171	/	-112,68	0,00
15--16	4,17	352,134	6	507,0732	/	-154,94	-154,94
16--17	4,17	352,134	6	507,0732	/	-154,94	-309,88
17--18	4,17	352,134	5,5	464,8171	/	-112,68	-422,56
18--19	4,17	352,134	5	422,561	/	-70,43	-492,99
19--20	4,17	352,134	4,5	380,3049	/	-28,17	-521,16
20--21	4,17	352,134	4	338,0488	14,09	/	-507,07
21--22	4,17	352,134	3	253,5366	98,60	/	-408,47
22--23	4,17	352,134	2	169,0244	183,11	/	-225,37
23--24	4,17	352,134	1,5	126,7683	225,37	/	0,00
Total	100	8451,216	100	8451,22			

Calcul de la capacité du réservoir de chef-lieu :

- Le volume résiduel sera : $V_r = 1619,66 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1619,66 + 120 = 1739,66 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$

II.9.2. Dimensionnement du réservoir d'IDHRIKEN

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'IDHRIKEN est donnée dans le tableau (II.3) :

Tableau (II.3) Evaluation du volume résiduel du réservoir d'IDHRIKEN

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu m ³ /h
	Apport (%)	Volume (m ³)	Distribut. (%)	Consomm. (m ³)			
0--1	4,17	28,652	1	6,87658	21,78	/	21,78
1--2	4,17	28,652	1	6,87658	21,78	/	43,56
2--3	4,17	28,652	1	6,87658	21,78	/	65,33
3--4	4,17	28,652	1	6,87658	21,78	/	87,11
4--5	4,17	28,652	2	13,75316	14,90	/	102,01
5--6	4,17	28,652	3	20,62974	8,02	/	110,03
6--7	4,17	28,652	5	34,3829	/	-5,73	104,30
7--8	4,17	28,652	6,5	44,69777	/	-16,05	88,25
8--9	4,17	28,652	6,5	44,69777	/	-16,05	72,21
9--10	4,17	28,652	5,5	37,82119	/	-9,17	63,04
10--11	4,17	28,652	4,5	30,94461	/	-2,29	60,75
11--12	4,17	28,652	5,5	37,82119	/	-9,17	51,58
12--13	4,17	28,652	7	48,13606	/	-19,48	32,09
13--14	4,17	28,652	7	48,13606	/	-19,48	12,61
14--15	4,17	28,652	5,5	37,82119	/	-9,17	3,44
15--16	4,17	28,652	4,5	30,94461	/	-2,29	1,15
16--17	4,17	28,652	5	34,3829	/	-5,73	-4,58
17--18	4,17	28,652	6,5	44,69777	/	-16,05	-20,63
18--19	4,17	28,652	6,5	44,69777	/	-16,05	-36,67
19--20	4,17	28,652	5	34,3829	/	-5,73	-42,40
20--21	4,17	28,652	4,5	30,94461	/	-2,29	-44,69
21--22	4,17	28,652	3	20,62974	8,02	/	-36,67
22--23	4,17	28,652	2	13,75316	14,90	/	-21,77
23--24	4,17	28,652	1	6,87658	21,78	/	0,00
Total	100	687,658	100	687,658			

Calcul de la capacité du réservoir d'IDHRIKEN :

- Le volume résiduel sera : $V_r = 154,72 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 154,72 + 120 = 274,72 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$

II.9.3. Dimensionnement du réservoir de RODHA

L'évaluation du volume résiduel du réservoir de RODHA est donnée dans le tableau (II.4) :

Tableau (II.4) Evaluation du volume résiduel du réservoir de RODHA

Heures	Apport		Distribution		Surplus	Déficit	Résidu m ³ /h
	Apport (%)	Volume (m ³)	Distribut. (%)	Consomm. (m ³)			
0--1	4,17	22,291	1	5,34989	16,94	/	16,94
1--2	4,17	22,291	1	5,34989	16,94	/	33,88
2--3	4,17	22,291	1	5,34989	16,94	/	50,82
3--4	4,17	22,291	1	5,34989	16,94	/	67,76
4--5	4,17	22,291	2	10,69978	11,59	/	79,36
5--6	4,17	22,291	3	16,04967	6,24	/	85,60
6--7	4,17	22,291	5	26,74945	/	-4,46	81,14
7--8	4,17	22,291	6,5	34,774285	/	-12,48	68,66
8--9	4,17	22,291	6,5	34,774285	/	-12,48	56,17
9--10	4,17	22,291	5,5	29,424395	/	-7,13	49,04
10--11	4,17	22,291	4,5	24,074505	/	-1,78	47,26
11--12	4,17	22,291	5,5	29,424395	/	-7,13	40,12
12--13	4,17	22,291	7	37,44923	/	-15,16	24,96
13--14	4,17	22,291	7	37,44923	/	-15,16	9,81
14--15	4,17	22,291	5,5	29,424395	/	-7,13	2,67
15--16	4,17	22,291	4,5	24,074505	/	-1,78	0,89
16--17	4,17	22,291	5	26,74945	/	-4,46	-3,57
17--18	4,17	22,291	6,5	34,774285	/	-12,48	-16,05
18--19	4,17	22,291	6,5	34,774285	/	-12,48	-28,53
19--20	4,17	22,291	5	26,74945	/	-4,46	-32,99
20--21	4,17	22,291	4,5	24,074505	/	-1,78	-34,78
21--22	4,17	22,291	3	16,04967	6,24	/	-28,53
22--23	4,17	22,291	2	10,69978	11,59	/	-16,94
23--24	4,17	22,291	1	5,34989	16,94	/	0,00
Total	100	534,989	100	534,989			

Calcul de la capacité du réservoir de RODHA :

- Le volume résiduel sera : $V_r = 120,38 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 120,38 + 120 = 240,38 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 300 \text{ m}^3$

II.9.4. Dimensionnement du réservoir d'Ikharbane

L'évaluation du volume résiduel du réservoir d'Ikharbane est donnée dans le tableau (II.5) :

Tableau (II.5) Evaluation du volume résiduel du réservoir d'Ikharbane

Heures	Apport		Adduction gravitaire. (%)		Surplus	Déficit	Résidu m ³ /h m ³ /h
	Apport (%)	Volume (m ³)	Adduction. (%)	Consomm. (m ³)			
0--1	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	80,62
1--2	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	161,24
2--3	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	241,85
3--4	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	322,47
4--5	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	403,08
5--6	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	483,70
6--7	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	564,31
7--8	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	644,93
8--9	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	725,54
9--10	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	806,16
10--11	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	886,77
11--12	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	967,39
12--13	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	1048,01
13--14	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	1128,62
14--15	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	1209,24
15--16	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	1289,85
16--17	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	1370,47
17--18	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	1451,08
18--19	0,00	0,000	4,17	403,08	/	-403,08	1048,01
19--20	0,00	0,000	4,17	403,08	/	-403,08	644,93
20--21	0,00	0,000	4,17	403,08	/	-403,08	241,85
21--22	0,00	0,000	4,17	403,08	/	-403,08	-161,23
22--23	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	-80,62
23--24	5,00	483,693	4,17	403,08	80,62	/	0,00
Total	100	9673,86	100	9673,86			

Calcul de la capacité du réservoir d'Ikharbane:

- Le volume résiduel sera : $V_r = 1612,31 \text{ m}^3$
- La capacité totale sera : $V_t = 1612,31 + 120 = 1732,31 \text{ m}^3$
- La capacité normalisée sera : $V_n = 2000 \text{ m}^3$

✱ **Forme des réservoirs :**

Ce qui concerne la forme des réservoirs, on opte pour la forme circulaire puisque nos volumes sont tous inférieurs à 10000 m³.

La hauteur de l'eau dans la cuve est comprise entre 3 et 6 m en moyenne, toutefois, les réservoirs de grande capacité des agglomérations importantes peuvent présenter des hauteurs d'eau comprises entre 7 et 10 m. Dans nos calculs, nous optons pour une hauteur de 6m.

- Le diamètre D de la cuve :

$$S = \frac{V_n}{h} \rightarrow \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{V_n}{h} \rightarrow D_c = \sqrt{\frac{4 \times V_n}{\pi \times h}} \text{ (m)} \quad \text{(II.4)}$$

V_n : capacité normalisée du réservoir (m³)

S : section du réservoir (m²)

D_c : diamètre de la cuve (m)

h : hauteur d'eau (m)

- La hauteur de la réserve d'incendie (h_{inc}) :

$$h_{inc} = \frac{V_{inc}}{S} \quad \text{(II.5)}$$

Les dimensions des différents réservoirs sont citées dans le tableau (II.6)

Tableau (II.6) : Tableau récapitulatif des différentes dimensions des réservoirs

Réservoirs	Volume (m ³)	h (m)	S (m ²)	D (m)	h _{inc} (m)
chef-lieu	2000	5	400	22,573	0,3
IDHRIKEN	300	5	60	8,743	2
RODHA	300	5	60	8,743	2
Ikharbane	2000	5	500	25,238	0,24

II.10. Conclusion

Dans ce chapitre, on peut déterminer le manque existant concernant la capacité de stockage nécessaire pour satisfaire les besoins en eau de toute la commune, ce qui nous a amené à l'implantation de nouveaux réservoirs qui seront jumelés aux anciens. Les réservoirs à projeter sont :

- Un réservoir de 300 m³ à IDHRIKEN ;
- Un réservoir de 2000 m³ à chef-lieu ;
- Un réservoir de 2000 m³ à Ikharbane ;
- Un réservoir de 300 m³ à RODHA.

Chapitre II :

Adduction

Chapitre III. Adduction

III.1.Introduction

Le transport est nécessaire entre le point de captage et le point d'utilisation ; dans la pratique ces points sont relativement éloignés l'un de l'autre, quelquefois ils peuvent se trouver à des distances considérables.

III.2. Définition

L'adduction est le procédé qui permet de transporter des débits d'eau depuis les zones de captage (sources, forage, puits, barrage, ...etc.) jusqu'au point de stockage ou de distribution (réservoirs, bâches d'eau, ...etc.). Elle peut être soit entièrement gravitaire, soit par refoulement et soit mixte (refoulement-gravitaire).

[8]

Dans l'adduction par refoulement, l'écoulement fait appel à une source d'énergie, tandis que l'adduction gravitaire, l'écoulement s'effectue sous l'effet de la pesanteur.

III.3.Choix du tracé

Pour faire un choix du tracé d'adduction, on doit tenir compte des considérations d'ordre technique et économique.[9]

III.3.1. Conditions techniques

- Avoir un profil en long le plus régulier.
- Eviter les contre pentes qui, au droit du point haut ainsi formé, peuvent donner lieu, en exploitation, à des cantonnements d'air plus ou moins difficiles à évacuer.

III.3.2.conditions économiques

Du point de vue économique, la conduite de refoulement et la station de pompage sont liées. En effet, plus le diamètre de la conduite augmente plus les pertes de charge et les frais d'exploitation diminuent, le contraire est vrai.

III.4. Choix du type des conduites

Le choix du type des conduites dépendra des critères d'ordre technique et économique suivant : [9]

- Prix d'achat.
- Disponibilité sur le marché.
- Pression à supporter.
- Durée de vie prouvée par l'expérience et les tests de vieillissement.
- Nature de terrain.
- Longueur des conduites.

Le type de conduite utilisée dans notre zone d'étude est la fonte ductile.

III.5. Dimensionnement des conduites

III.5.1. Cas de refoulement

On dispose de deux corrélations établies par **BRESS** et **BONNIN** [10], qui permettent l'approximation de ce diamètre économique D_N :

- **Formule de BONNIN** :

$$D_{N1} = \sqrt{Q} \quad (\text{III.1})$$

- **Formule DE BRESS** :

$$D_{N2} = 1.5 \times \sqrt{Q} \quad (\text{III.2})$$

Avec :

- Q : Débit refoulé dans la conduite en m^3/s .

On prendra tous les diamètres compris entre D_{N1} et D_{N2} , mais le choix final se portera sur le diamètre pour lequel le coût sera minimal et la vitesse d'écoulement sera comprise entre **0.5m/s** et **2 m/s**.

III.5.2. Cas gravitaire

Nous choisissons les diamètres pour lesquels la vitesse d'écoulement est comprise entre V_{\min} et V_{\max} tel que :

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\max}}} \quad (\text{III-3})$$

$$D_{\max} = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V_{\min}}} \quad (\text{III-4})$$

Avec :

- V_{\min} : Vitesse minimale de l'écoulement qui est de 0.5 m/s.
- V_{\max} : Vitesse maximale de l'écoulement qui est de 2 m/s.
- D_{\min} : Diamètre minimal de la conduite en (m).
- D_{\max} : Diamètre maximale de la conduite en (m).
- Q : Débit que doit faire transiter la conduite en (m^3/s).

III.5.3. Calcul de la vitesse

Elle est donnée par la formule suivante : $V = \frac{4 \times Q}{\pi \times D^2}$ (III-5)

III.5.4 Calcul des pertes de charge

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

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

A- Pertes de charge linéaires

Les pertes de charge linéaires sont dues aux frottements de l'eau contre les parois des canalisations, elles sont déterminées par la formule de Darcy-Weisbach :

$$H_L = J \times L \quad (III.6)$$

Où :

- H_L : pertes de charge linéaires (m) ;
- L : Longueur de la conduite (m) ;
- J : Gradient de perte de charge par mètre linéaire (m/ml).

Avec :

$$J = \frac{\lambda V^2}{D 2g} \quad (III.7)$$

Où :

- D : Diamètre de la conduite (m) ;
- V : Vitesse moyenne de l'eau dans la conduite (m/s) ;
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ;
- λ : Coefficient de pertes de charge.

➤ Calcul du coefficient de pertes de charge λ

○ Régime turbulent rugueux

Il est donné par la formule de NIKURADZI [12]

$$\lambda = \left(1.14 - 0.86 \cdot \ln \left(\frac{K}{D} \right) \right)^{-2} \quad (III.8)$$

○ Régime transitoire

Pour déterminer le coefficient des pertes de charges λ , on peut appliquer la formule de Colebrook suivante :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{K}{3.71 \times D} + \frac{2.51}{\Re e \times \sqrt{\lambda}} \right) \quad (III.9)$$

Avec :

- K : Rugosité de la conduite en (mm) ;
- D : Diamètre de la conduite en (mm) ;
- $\Re e$: Nombre de Reynolds.

Où :

K : rugosité de la conduite, qui représente la hauteur moyenne des aspérités de la surface des parois en contact avec l'eau, elle croît avec l'âge de la conduite :

$$K = K_0 + \alpha t \quad (\text{III.10})$$

Avec :

K_0 : rugosité absolue de la conduite neuve ;

α : coefficient de vieillissement des conduite déterminé à partir de l'abaque de Mr Peter LAMONT égale à 0.00360 mm/an pour une zone de faible agressivité.

t : temps de service (dans notre cas $t = 33$ ans).

La rugosité engendre des pertes de charge qui dépendent :

- Des paramètres hydrauliques qui sont : la vitesse, le diamètre et la pression.
- Des paramètres physicochimique de l'eau la PH, la dureté.

- Re : Nombre de Reynolds donné par la formule suivante :

$$Re = \frac{V \times D}{\mu} \quad (\text{III.11})$$

μ : Viscosité cinématique de l'eau donnée par la formule ci-après :

$$\mu = \frac{0.0178}{1+0.0337 \times t + 0.000221 \times t^2} \quad [\text{stocks}] \quad (\text{III.12})$$

A $t = 10$ °C: $\mu = 0.0131$ stocks = $1.31 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$,

A $t = 20$ °C: $\mu = 0.01$ stocks = $1.00 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$,

A $t = 30$ °C: $\mu = 0.008$ stocks = $0.08 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s}$.

B- Pertes de charge singulières (HS)

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

Elles sont estimées à 10% des pertes de charge linéaires. Donc les pertes de charge singulières sont :

$$H_S = 0.1 \times H_L \quad (\text{III.13})$$

C- Pertes de charge totales H_T

Elles présentent la somme des pertes de charge linéaires et singulières, pour chaque conduite de longueur L ; donc on aura :

$$H_T = H_L + H_S = 1.10 \times H_L = 1.10 \times J \times L \quad (\text{III.14})$$

$$H_T = 1.10 \frac{\lambda V^2}{D 2g} L \quad (\text{III.15})$$

III.6. Calcul Hydraulique

III.6.1. Détermination de la hauteur manométrique totale (HMT)

La hauteur manométrique totale représente la somme de la hauteur géométrique (Hg), et les pertes de charge totales résultantes du refoulement et de l'aspiration.

$$H_{MT} = H_g + H_r + H_a \quad (\text{III.16})$$

Où :

- H_r : Perte de charge au refoulement (m) ;
- H_{asp} : Pertes de charge à l'aspiration (m) ;
- H_g : Hauteur géométrique qui correspond à la différence de niveau entre le trop plein du réservoir et la cote du radier (m).

III.6.2. Puissance à fournir à la pompe

$$P_a = \frac{g \times Q \times H_{mt}}{\eta} \quad (\text{III.17})$$

Où :

- P_a : Puissance absorbée par la pompe en (KW) ;
- η : Rendement de pompage (0.7 ÷ 0.8), on prend $\eta=0.7$;
- H_{mt} : Hauteur manométrique totale ;
- Q : Débit refoulé (m^3/s).

III.6.3. Energie consommée par la pompe

$$E = P \times t \times 365 \text{ (KWh/ an)} \quad (\text{III.18})$$

Où :

- E : énergie consommée pendant une année (KWh) ;
- t : Nombre d'heures de pompage par jour ;
- P : Puissance absorbée par la pompe (KW).

III.6.4. Prix d'énergie (Frais d'exploitation)

$$F_{exp} = E \times P_e \text{ (DA)} \quad (\text{III.19})$$

Avec :

- P_e : Prix du (Kwh), $P_e=4.67$ (DA/Kwh). [10]
- E : Energie consommée par la pompe » (Kwh) ;
- F_{exp} : Frais d'exploitation (DA).

III.6.5. Frais d'amortissement

Les frais d'amortissement seront calculés à partir de la formule suivante :

$$F_{am} = Pr \times A \quad (DA) \quad (III.20)$$

Avec :

- Pr : Prix de revient de chaque conduite (DA/ml) ;
- A : Annuité.

Calcul de l'amortissement annuel

L'annuité d'amortissement est déterminée par la relation :

$$A = \frac{i}{(1+i)^n - 1} + i \quad (III.21)$$

Où:

- i : Taux d'annuité = 8% ;
- n : Nombre d'années d'amortissement ; $n = 33 \text{ ans}$.

$$\text{A.N : } A = \frac{0.08}{(1+0.08)^{33} - 1} + 0.08 = 0.087$$

III.6.6. Calcul du bilan

Le bilan sera calculé par la formule suivante :

$$B_L = F_{exp} + F_{am} \quad (III.22)$$

III.6.7. Prix des conduites

Le prix des conduites en fonte ductile est pris en tenant compte des frais de transports et de pose par mètre linéaire. (Voir l'annexe.2).

III.7. Equipements de l'adduction

III.7.1. Robinets vannes

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale, permettant l'isolement d'une partie de l'adduction en cas de travaux de réparation ou autres. Parmi les différentes vannes qui existent, on distingue :

❖ *Vanne papillon*

Appareils de réglage de débit et de sectionnement et dont l'encombrement est faible.

Il s'agit d'un élément de conduite traversé par un axe déporté entraînant, en rotation, un disque obturateur appelé papillon (Figure 01).

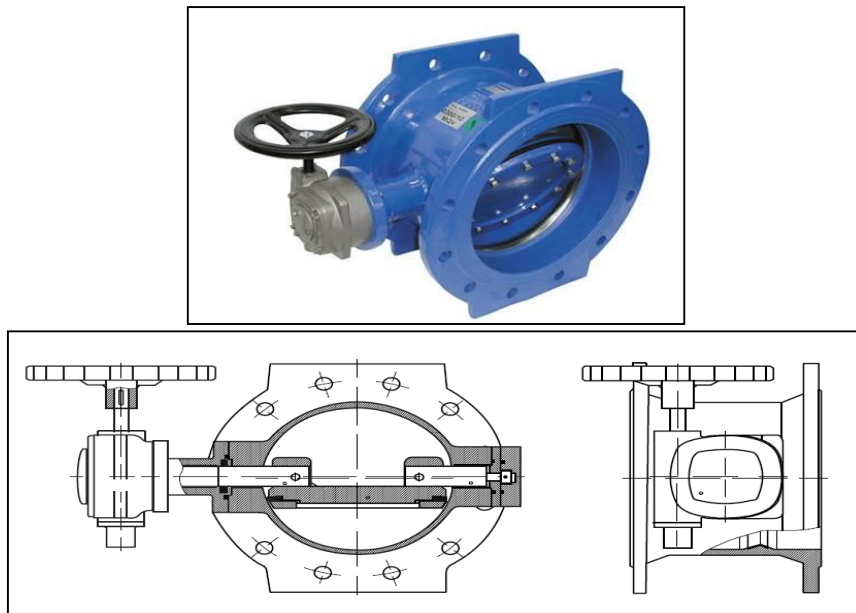


Figure (III.1) : Vanne papillon automatisée

❖ **Vanne à opercule**

Appareils de sectionnement fonctionnant soit en ouverture totale, soit en fermeture totale. La vanne est une sorte de lentille épaisse qui s'abaisse ou s'élève verticalement à l'aide d'une vis tournant dans un écran fixé à la vanne (Figure 02).

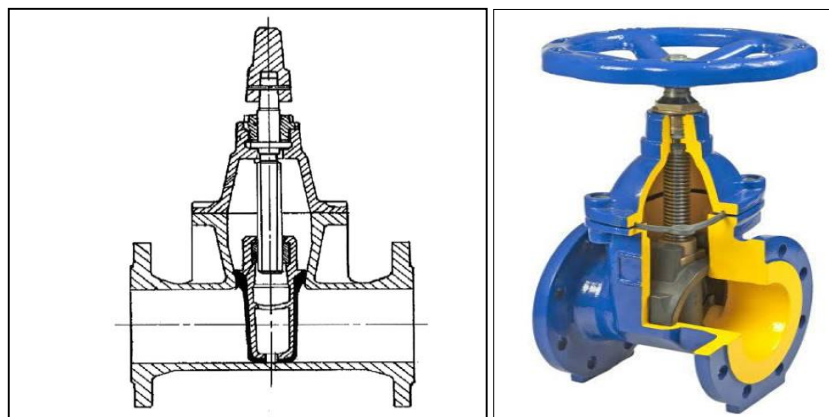


Figure (III.2) : Vanne opercule

III.7.2. Ventouses

Appareils mis en place aux points hauts de la canalisation et servant à l'évacuation de l'air occlus (Figure 03). L'air compressible est le pire ennemi des installations ; les bouchons d'air se compriment et se décompressent, créant des pressions qui varient sans cesse.

Les sous-pressions sont souvent plus dévastatrices que les surpressions si l'on ne prévoit pas l'entrée d'air.



Figure (III.3) : Ventouse automatique

III.6.3. Vidanges

Placées aux points les plus bas pour faciliter la vidange de la conduite en cas de besoin.

III.6.4. Clapets

Ils sont destinés à empêcher le passage d'un fluide. Ils sont surtout utilisés dans les stations de pompage au point bas des canalisations d'aspiration (désamorçage) ou sur la conduite de refoulement (arrêt de colonne d'eau).

III.8. Calcul des diamètres économiques pour les différents tronçons

III.8.1. Tronçon Réservoir Ikharbane-Réservoir RODHA, Réservoir Ikharbane-Réservoir IDHRIKEN et Réservoir Ikharbane-Réservoir Chef-lieu

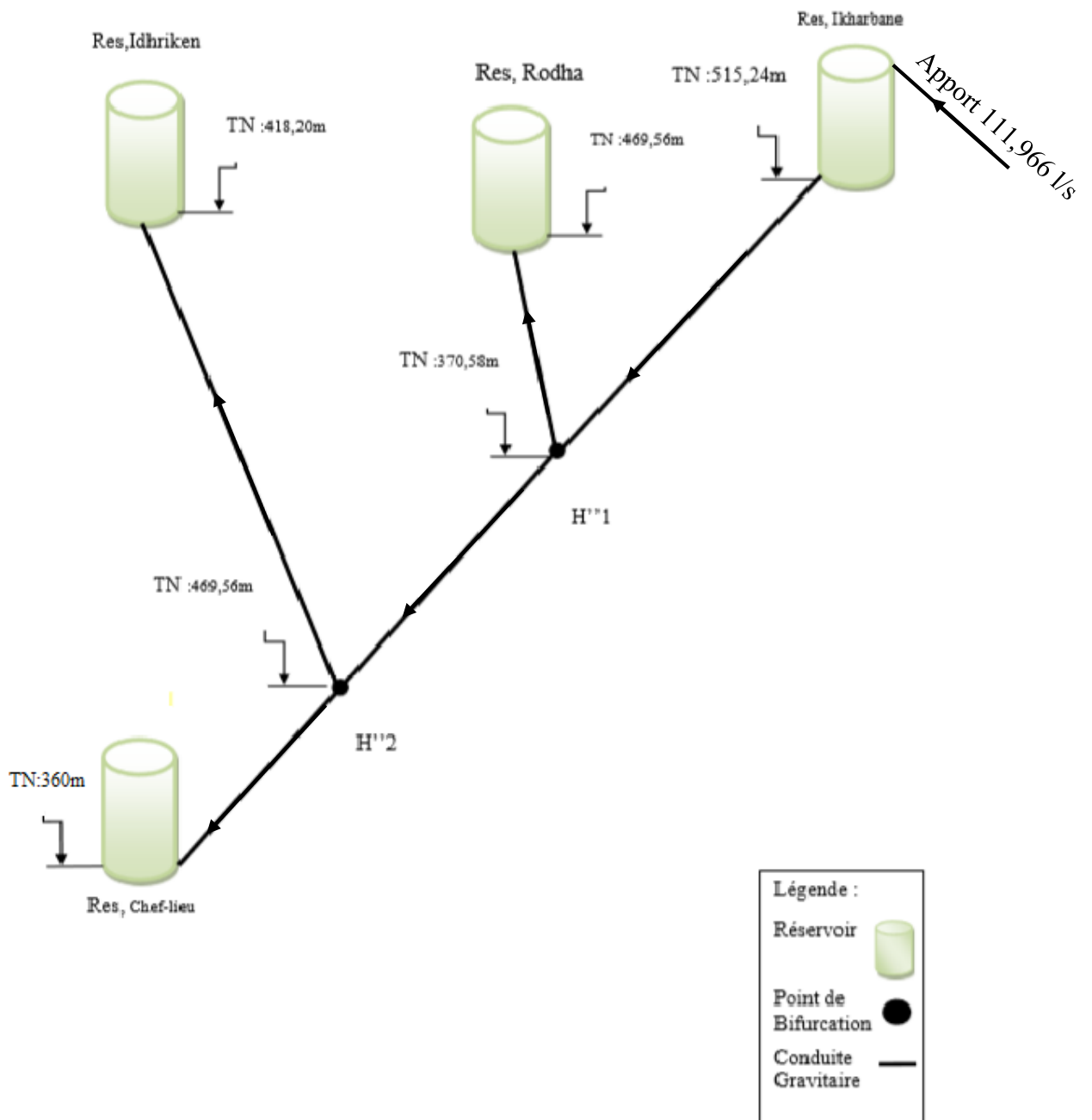


Figure (III.4) : Schéma d'adduction

A- Tronçon Réservoir Ikharbane- Bifurcation H''1

Données :

- Longueur L= 2405m ;
- Débit Q= 0, 168 m³/s
- Hauteur géométrique H_g= 515.24-370.58= 144.66 m

A l'aide des équations (III.3) et(III.4), Les diamètres minimum et maximum sont : **0,327** et **0,654m**.

Alors, les diamètres normalisés sont : 350, 400, 450, 500, 600,650 et 700mm. Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.1) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon R(Ikharbane)-Pt(bif) 1

L (m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
2405	0,35	1,747	611464,97	0,00417	0,0292	0,0130	34,331
2405	0,4	1,338	535031,847	0,00365	0,0281	0,0064	16,937
2405	0,45	1,057	475583,864	0,00324444	0,0272	0,0034	9,088
2405	0,5	0,856	428025,478	0,00292	0,0264	0,0020	5,210
2405	0,6	0,594	356687,898	0,00243333	0,0251	0,0008	1,991
2405	0,65	0,507	329250,367	0,00224615	0,0245	0,0005	1,306
2405	0,7	0,437	305732,484	0,00208571	0,0240	0,0003	0,884

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que $H_t \leq H_g$.

On optera pour un diamètre de **350 mm**, car $H_{t1} = 34,331$ m est inférieure à

$H_g = 144,66$ m, avec une vitesse acceptable de **1,747 m/s**.

B- Tronçon Bifurcation H''1-Réservoir RODHA

Données :

- Débit Q= 0,0104m³/s ;
- Longueur L= 776,17m ;
- $H_g = H_d(H''1) - TN(\text{Rodha})$

Avec $H_d(H''1) = TN(\text{Ikharbane}) - H_{t1} = 515,24 - 34,504 = 480,736$ m ;

Alors $H_g = 480,736 - 469,56 = 17,176$ m.

A l'aide des équations (III.3) et(III.4), Les diamètres minimum et maximum sont : 0,162 et 0,0814 m ;

Donc le diamètre normalisé est **D= 0.1, 0.125, 0.15 et 0.2m**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.2) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 1-R(Rodha)

L (m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
776,17	0,1	1,325	132484,076	0,01460	0,0439	0,0392	33,499
776,17	0,125	0,848	105987,26	0,01168	0,0405	0,0119	10,145
776,17	0,15	0,589	88322,718	0,00973	0,0381	0,0045	3,831
776,17	0,2	0,331	66242,038	0,00730	0,0347	0,0010	0,827

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que $H_t \leq H_g$.

Pour cela, on optera pour un diamètre de **125 mm**,

Car $H_{t2} = 10,145\text{m}$ est inférieure à $H_g = 17,176\text{ m}$,

Avec une vitesse acceptable de **0,848 m/s**.

C- Tronçon Bifurcation H''1- Bifurcation H''2

Données :

- Débit $Q = 0,160091\text{m}^3/\text{s}$;
- Longueur $L = 668\text{m}$;
- $H_g = H_d(H''1) - TN(H''2) = 480,736 - 469,56 = 17,176\text{ m}$.

A l'aide des équations (III.3) et(III.4), Les diamètres minimum et maximum sont : 0,319 et 0,638m ;

Donc le diamètre normalisé est **D= 0.3, 0.35, 0.4, 0.45, 0.5, 0.6 et 0.7m**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.3) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 1-Pt(bif)2

L (m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
668	0,3	2,265	679405,520	0,00487	0,0306	0,0266	19,571
668	0,35	1,664	582347,59	0,00417	0,0292	0,0118	8,649
668	0,4	1,274	509554,140	0,00365	0,0281	0,0058	4,267
668	0,45	1,007	452937,013	0,00324	0,0272	0,0031	2,290
668	0,5	0,815	407643,312	0,00292	0,0264	0,0018	1,312
668	0,6	0,566	339702,760	0,00243	0,0251	0,0007	0,502
668	0,7	0,416	291173,794	0,00209	0,0240	0,0003	0,223

La condition qui doit être satisfaisante, pour que l'eau arrive au point de bifurcation (H''2), il faut que $H_t \leq H_g$.

On optera pour un diamètre de **350 mm**,

car $H_{t3} = 8,649\text{ m}$ est inférieure à $H_g = 17,176\text{ m}$,

avec une vitesse acceptable de **1,664 m/s**.

D- Tronçon Bifurcation H''2- Réservoir IDHRIKEN

Données :

- Débit $Q = 0,013371\text{m}^3/\text{s}$;
 - Longueur $L = 1229\text{m}$;
 - $H_g = H_d(H''2) - TN(\text{Idhriken})$
- Avec $H_d(H''2) = H_d(H''1) - H_{t3} = 480,736 - 8,553 = 472,183\text{m}$;
Alors $H_g = 472,183 - 418,20 = 53,983\text{m}$.

A l'aide des équations (III.3) et(III.4), Les diamètres minimum et maximum sont : 0,0924 et 0,185m ;

Donc le diamètre normalisé est **D= 0.1, 0.125, 0.15 et 0.2m**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.4) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 2-R(Idhriken)

6	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1229	0,1	1,707	170700,64	0,01460	0,0439	0,0651	88,058
1229	0,125	1,092	136560,51	0,01168	0,0405	0,0197	26,668
1229	0,15	0,759	113800,42	0,00973	0,0381	0,0074	10,071
1229	0,2	0,427	85350,32	0,00730	0,0347	0,0016	2,175

Pour que l'eau arrive au réservoir, il faut que $H_t \leq H_g$.

Pour cela, on optera pour un diamètre de **125 mm**,

Car $H_{t4} = 26,668\text{m}$ est inférieure à $H_g = 53,983\text{m}$,

avec une vitesse acceptable de **1,092 m/s**.

E- Tronçon Bifurcation H''2- Réservoir (Chef-Lieu)

Données :

- Débit $Q = 0,14672\text{m}^3/\text{s}$;

- Longueur $L = 1936\text{m}$;

- $H_g = H_d(H''2)\text{-TN}(\text{Chef-lieu})$

$$H_g = 472,183 - 360 = 112,183\text{m}.$$

A l'aide des équations (III.3) et(III.4), Les diamètres minimum et maximum sont : 0,306 et 0,612m ;

Donc le diamètre normalisé est **D= 0.35, 0.4, 0.45 0.5, 0.6 et 0,7m**

Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau ci-après :

Tableau(III.5) : Calcul des pertes de charge totales du tronçon Pt(bif) 2-R(Chef-lieu)

L (m)	D(m)	V (m/s)	Re	K/D	λ	j (m/m)	Ht (m)
1936	0,35	1,529	535031,85	0,00417	0,0292	0,0099	21,159
1936	0,4	1,170	468152,866	0,00365	0,0281	0,0049	10,439
1936	0,45	0,925	416135,881	0,00324	0,0272	0,0026	5,601
1936	0,5	0,749	374522,293	0,00292	0,0264	0,0015	3,211
1936	0,6	0,520	312101,911	0,00243	0,0251	0,0006	1,227
1936	0,7	0,382	267515,924	0,00209	0,0240	0,0003	0,545

Pour que l'eau arrive réservoir (Chef-Lieu), il faut que $H_t \leq H_g$.

Pour cela, on optera pour un diamètre de **350 mm**,

Car $H_{t5} = 21,159\text{m}$ est inférieure à $H_g = 112,183\text{m}$,

avec une vitesse acceptable de **1,529 m/s**.

Récapitulatif des résultats dans le tableau ci-après :

Tableau(III.6) : les diamètres et longueurs des conduite d'adduction

Diamètre (m)	Longueurs (m)
0,35	5009
0,125	2005,15

- **Choix des vannes**

Notre choix s'est porté sur les vannes papillon pour les raisons suivantes :

- Possibilité de travailler avec de grands débits (grands diamètres).
- Facilité de manipulation.

- **Calcul des pertes de charge dans la vanne J_v :**

$$J_v = H_g - H_t \quad (III.23)$$

1. tronçon R(Ikharbane)-R(Rodha)

$$J_{v1} = H_g - H_t$$

$$\text{Avec } H_g = 515,24 - 469,56 = 45,68\text{m}$$

$$H_t = H_{t1} + H_{t2} = 34,331 + 10,145 = 44,476\text{m}$$

$$\text{Alors } J_{v1} = 45,68 - 44,476 = \mathbf{1,204\text{m.}}$$

2. tronçon R(Ikharbane)-R(Idhriken)

$$J_{v2} = H_g - H_t$$

$$\text{Avec } H_g = 515,24 - 418,2 = 97,04\text{m}$$

$$H_t = H_{t1} + H_{t3} + H_{t4} = 34,331 + 8,649 + 26,668 = 69,648\text{m}$$

$$\text{Alors } J_{v1} = 97,04 - 69,648 = \mathbf{27,392\text{m.}}$$

3. tronçon R(Ikharbane)-R(Chef-lieu)

$$J_{v3} = H_g - H_t$$

$$\text{Avec } H_g = 515,24 - 360 = 155,24\text{m}$$

$$H_t = H_{t1} + H_{t3} + H_{t5} = 34,331 + 8,649 + 21,159 = 64,119\text{m}$$

$$\text{Alors } J_{v1} = 155,24 - 64,119 = \mathbf{91,121\text{m.}}$$

Donc le cas le plus défavorable c'est le 3ème cas où $J_v = 91,121\text{m}$.

Alors on calcul l'angle d'ouverture de la vanne par rapport à cette dernier.

- **Calcul du coefficient d'ouverture de la vanne « ξ » :**

On a:

$$J_v = \xi \times \frac{v^2}{2 \times g} \quad (\text{III.24})$$

$$\text{D'où: } \xi = J_v \times \frac{2g}{V^2}$$

$$\xi = 91,121 \times \frac{2 \times 9,81}{(1,747)^2}$$

Par conséquent ; $\xi = 585,776$

- **Calcul de l'angle d'ouverture de la vanne θ (°) :**

Le type de la vanne sera une "vanne à papillon", d'où l'angle d'ouverture de cette dernière sera déterminé à partir de l'abaque «Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne papillon en fonction de son degré d'ouverture) (Annexe (4)).

Pour $\xi = 585,776$ l'angle d'ouverture de la vanne papillon (θ) sera de **67,7°C**

III.9. Conclusion :

Le dimensionnement des conduites d'adduction gravitaire, à été fait sur la base des besoins maximums en eau de la population. Avec une longueur totale des conduites de 6914,17 m et gamme d'un diamètre varie entre 100 mm et 300 mm.

Chapitre IV : distribution

Chapitre IV. Distribution

IV.1.Introduction

Après avoir évalué les besoins en eau de l'agglomération, on doit faire le choix convenable du réseau pour distribuer l'eau aux différentes catégories de consommateurs recensés au niveau de l'agglomération.

Le but de la mise en place de ce dernier est de parvenir à satisfaire la demande des consommateurs en débit et en pression. Pour cela les différents tronçons des canalisations du réseau doivent avoir des diamètres optimums qui seront dimensionnés en conséquence.

IV-2- Classification des réseaux

Les réseaux de distribution peuvent être classés comme suit :

- ✓ Réseau maillé ;
- ✓ Réseau ramifié ;
- ✓ Réseau étagé ;
- ✓ Réseau combiné.

IV-2-1- Réseau maillé

Le réseau maillé est constitué principalement d'une série de canalisations qui forme des boucles fermées, cela permet l'alimentation en retour. Une simple manœuvre de robinet permet d'isoler le tronçon accidenté et poursuivre néanmoins l'alimentation des abonnés d'aval. Ce type de réseau est utilisé en général dans les zones urbaines pratiquement plates, et tend à se généraliser dans les agglomérations rurales sous forme associée aux réseaux ramifiés (Figure IV.1)

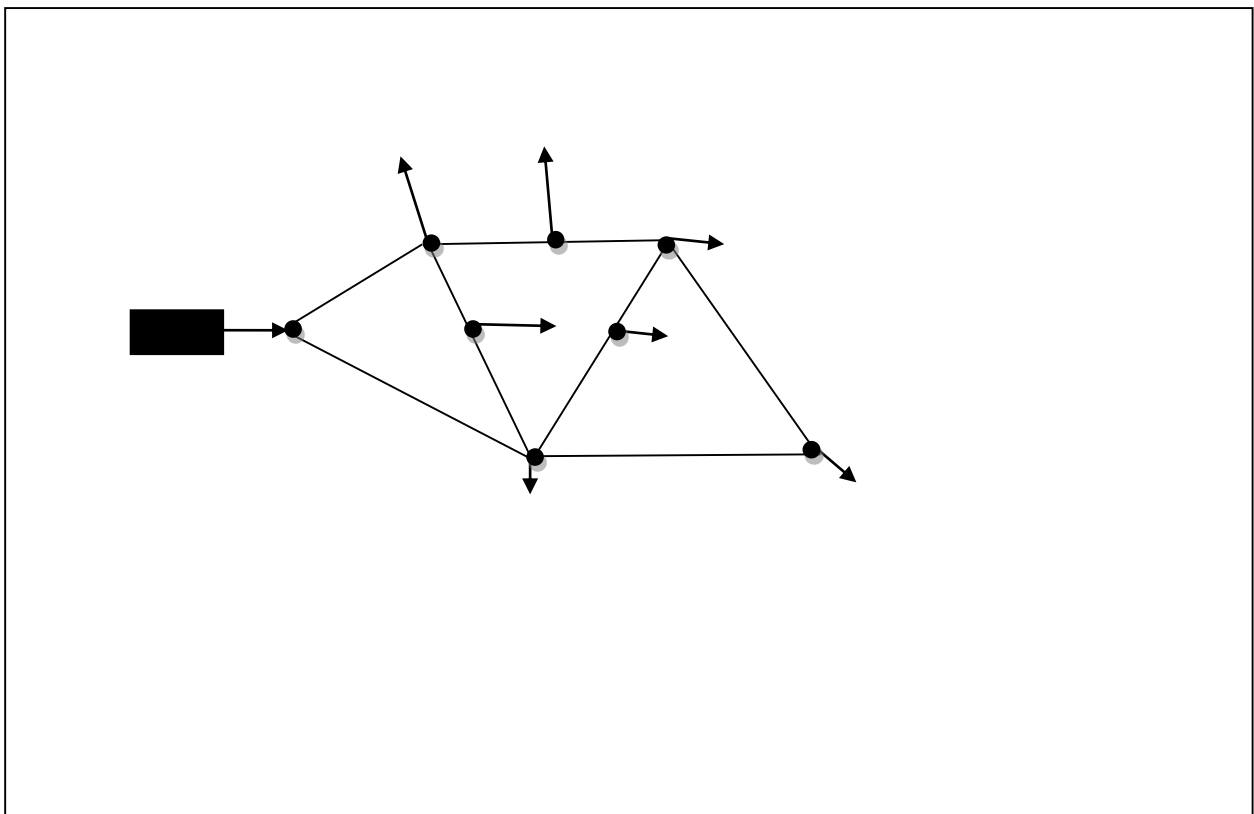


Figure (IV.1) : Réseau maillé

IV-2-2- Réseau ramifié

Le réseau ramifié, dans lequel les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présente l'avantage d'être économique, mais il manque de sécurité et de souplesse en cas de rupture.

Un accident sur la conduite principale prive d'eau tous les abonnés d'aval. Ce type de réseau est généralement opté pour les zones rurales (Figure IV.2)

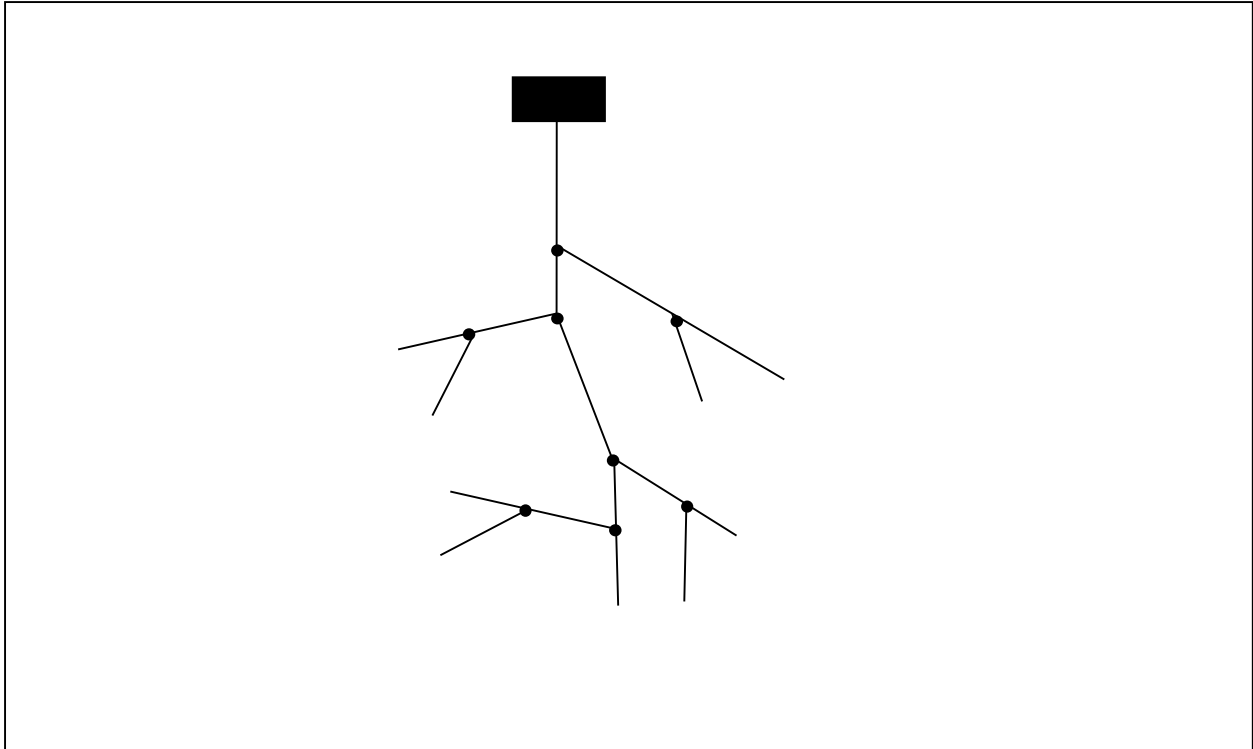


Figure (IV.2) : Réseau ramifié

Le réseau de distribution dans notre cas d'étude est le réseau maillé.

IV-2-3- Réseau étagé :

Lors de l'étude d'un projet d'alimentation d'une ville en eau potable, il arrive que celle-ci présente des différences de niveau importantes. La distribution par le réservoir projeté donne de fortes pressions aux points bas (les normes des pressions ne sont pas respectées).

L'installation d'un réservoir intermédiaire alimenté par le premier, régularise la pression dans le réseau. Ce type de réseau est appelé réseau étagé.

IV-2-4- Réseau combiné :

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

IV.3.Exigences fondamentales du réseau

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

IV.4. Conception du réseau de l'agglomération

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

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

IV.5. Choix du matériau des conduites

Le choix du matériau utilisé est en fonction de la pression, l'agressivité dû aux eaux et au sol, et l'ordre économique (coût, disponibilité sur le marché), ainsi que la bonne jonction de la conduite avec les équipements auxiliaires (joints, coudes, vannes ...) permettent de faire le bon choix.

Parmi les matériaux à utiliser on distingue entre autre : L'acier, la fonte ductile, le PVC (polyvinyle de chlorure) et le PE (polyéthylène).

IV.5.1. Tuyaux en P.E

IV.5.1.1. Les avantages

- Bonne résistance à la corrosion interne, externe, microbiologique et à l'entartage, grâce à l'inertie chimique du tuyau qui évite la dissolution et l'abrasion de métaux même si l'eau n'est pas parfaitement équilibrée ;
- Disponibilité sur le marché ;
- Facilité de pose (bonne flexibilité), puisque on les trouve en couronnes ou en tourets jusqu'au Ø160 .ils s'adaptent donc bien au terrain ; possibilité d'enroulement en couronne pour les petits diamètres ;
- Fiabilité au niveau des branchements (réduction de risque de fuite) ; ce qui améliore l'étanchéité du réseau ;
- La conduite étant auto butée on supprime quasiment tout massif de butée ;
- Bonne caractéristique hydraulique (coefficient de rugosité très faible) ;
- Durée de vie prouvée par l'expérience et le test de vieillissement théoriquement de 50 ans à une température de 20°C.

IV.5.1.2. Les inconvénients

- Nécessite une grande technicité pour la jonction.

IV.5.2. Tuyaux en Pvc

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

Leur inconvénient est le risque de rupture.

Pour notre cas on utilisera le PE que ça soit le PE100 (polyéthylène haute densité appelé PEHD) ou le PE80 (polyéthylène basse densité appelé PEBD), pour les nombreux avantages qu'elles offrent.

IV.6. Calcul hydraulique du réseau de distribution du village IDHRIKEN

La détermination des débits dans un réseau s'effectue selon les étapes suivantes :

- Déterminer la longueur de chaque tronçon ;
- Déterminer les débits spécifiques en considérant les débits en route ;
- Calculer les débits en route pendant l'heure de pointe et celle d'indice ;
- Déterminer les débits supposés concentrer aux nœuds.

IV.6.1. Déterminer les débits du réseau

IV.6.1.1. Débit de pointe

C'est le débit qui représente la consommation maximale horaire, par lequel se fait le dimensionnement du réseau de distribution. Dans notre cas nous avons opté pour dimensionner le réseau de distribution d'Idhriken et donc le débit de pointe est :

- Nombres d'habitants est 2653, avec $K_{max.h} = 2,08$;
- A partir du tableau des régimes de consommation (annexe(5)), les heures de pointe sont de (12à13) h et (13à14) h avec un pourcentage de 7 % de la consommation journalière.

$$Q_P = Q_{max.h} = \frac{P \times Q_{max.j}}{100} \quad (VI.1)$$

Alors $Q_P = (687,658 \times 7)/100 = 48,13606 \text{ m}^3/\text{h} = 13,371 \text{ l/s}$.

Avec :

- Q_P : Le débit de pointe (l/s) ;
- $Q_{max.j}$: Le débit maximum journalier (l/s) ;
- P_{max} : Le pourcentage du débit maximum journalier à l'heure de pointe égale à 7 %.

IV.6.1.2. Débit spécifique

On admet l'hypothèse que la consommation domestique est répartie régulièrement sur toute la longueur du réseau, on utilise donc la notion de débit spécifique en l/s/m.

Ce débit se calcul comme suit :

$$Q_{sp} = \frac{Q_P}{\sum L_i} \quad (IV.2)$$

Avec :

- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;
- Q_P : Débit de pointe (l/s) ;
- $\sum L_i$: somme de longueurs alimentées par le réseau.

❖ *Pour notre cas :*

$$\sum L_i = 1375,03 \text{ m}$$

$$Q_{sp} = \frac{13,371}{1375,03} = 0,010 \text{ l/s/ml}$$

IV.6.1.3. Calcul des débits en route :

Le débit en route se définit comme étant le débit réparti uniformément le long d'un tronçon de réseau et est déterminé comme suit :

$$Q_r = Q_{sp} * L_i \quad (IV.3)$$

Avec :

- Q_r : Débit en route l/s ;
- Q_{sp} : Débit spécifique l/s/ml ;
- L_i : Longueur alimentée par tronçon concerné (m)

IV.6.1.4. Détermination des débits nodaux:

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

Où :

$$Q_{ni} = Q_{ci} + 0.55 \sum Q_{ri} \quad (IV.4)$$

Avec :

- Q_{ni} : Débit nodal nœud concerné ;
- Q_{ci} : somme des débits
- Q_{ri} : Débit concentré au nœud i (l/s).

IV.7. Dimensionnement du réseau

IV.7.1 Le calcul des débits en route et les débits aux nœuds de la zone Idhriken

Le réseau de distribution du notre zone d'étude prend une ossature ramifié, les débits aux nœuds sont illustrés dans la figure (IV.4) et le tableau (IV.1) ci-après :

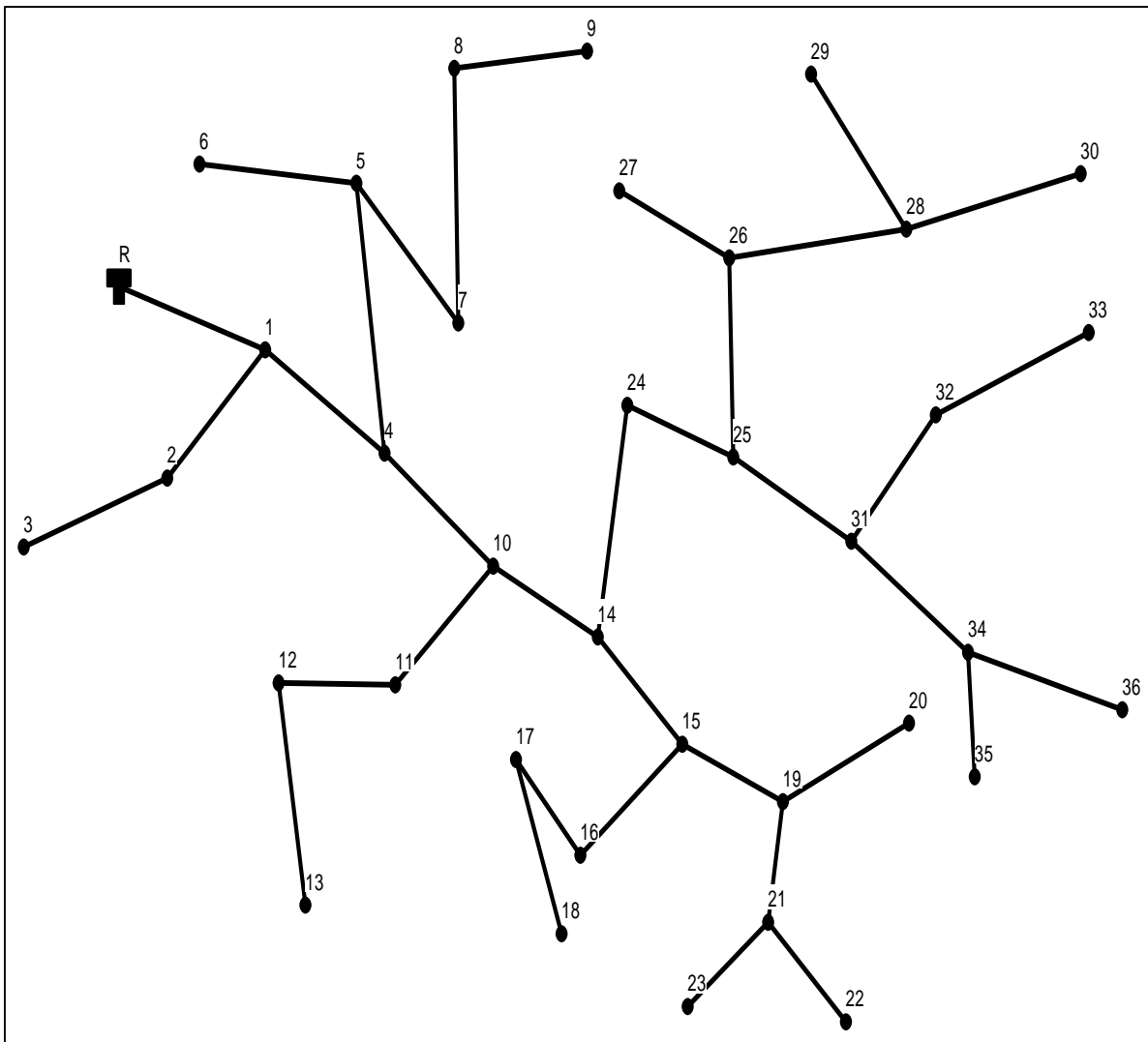


Figure (IV.3) : Schéma d'ossature du réseau de distribution de la zone Idhriken

Tableau (IV.1) : Débits aux nœuds de la zone Idhriken

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr(l/s)	0,5*Qr(l/s)	Qn (l/s)
1	1--R	50	0,010	0,486	0,243	0,4424
	1--2	20,5	0,010	0,199	0,100	
	1--4	33,6	0,010	0,327	0,163	
2	2--1	20,5	0,010	0,199	0,100	0,2227
	2--3	25,3	0,010	0,246	0,123	
3	3--2	25,3	0,010	0,246	0,123	0,1230
4	4--1	33,6	0,010	0,327	0,163	0,5587
	4--5	65,6	0,010	0,638	0,319	
	4--10	15,7	0,010	0,153	0,076	

Tableau (IV.1) : Débits aux nœuds de la zone Idhriken (suite)

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr(l/s)	0,5*Qr(l/s)	Qn (l/s)
5	5--4	65,6	0,010	0,638	0,319	0,7789
	5--6	30,4	0,010	0,296	0,148	
	5--7	64,2	0,010	0,624	0,312	
6	6--5	30,4	0,010	0,296	0,148	0,1478
7	7--5	64,2	0,010	0,624	0,312	0,6452
	7--8	68,5	0,010	0,666	0,333	
8	8--7	68,5	0,010	0,666	0,333	0,4308
	8--9	20,1	0,010	0,195	0,098	
9	9--8	20,1	0,010	0,195	0,098	0,0977
10	10--4	15,7	0,010	0,153	0,076	0,4095
	10--11	28,32	0,010	0,275	0,138	
	10--14	40,2	0,010	0,391	0,195	
11	11--10	28,32	0,010	0,275	0,138	0,2244
	11--12	16,8	0,010	0,173	0,087	
12	12--11	16,8	0,010	0,173	0,087	0,2445
	12--13	32,45	0,010	0,316	0,158	
13	13--12	32,45	0,010	0,316	0,158	0,1578
14	14--10	40,2	0,010	0,391	0,195	0,7502
	14--15	88,6	0,010	0,862	0,431	
	14--24	25,5	0,010	0,248	0,124	
15	15--14	88,6	0,010	0,862	0,431	1,0318
	15--16	63,42	0,010	0,617	0,308	
	15--19	60,2	0,010	0,585	0,293	
16	16--15	63,42	0,010	0,617	0,308	0,5237
	16--17	44,3	0,010	0,431	0,215	
17	17--16	44,3	0,010	0,431	0,215	0,4911
	17--18	56,7	0,010	0,551	0,276	
18	18--17	56,7	0,010	0,551	0,276	0,2757
19	19--15	60,2	0,010	0,585	0,293	0,6778
	19--20	35,6	0,010	0,346	0,173	
	19--21	43,6	0,010	0,424	0,212	
20	20--19	35,6	0,010	0,346	0,173	0,1731
21	21--19	43,6	0,010	0,424	0,212	0,5399
	21--22	22,13	0,010	0,215	0,108	
	21--23	45,32	0,010	0,441	0,220	
22	22--21	22,13	0,010	0,215	0,108	0,1076
23	23--21	45,32	0,010	0,441	0,220	0,2203

Tableau (IV.1) : Débits aux nœuds de la zone Idhriken (suite)

N° de nœud	N° de tronçon	Longueur (m)	Qs (l/s)	Qr(l/s)	0,5*Qr(l/s)	Qn (l/s)
24	24--14	25,5	0,010	0,248	0,124	0,2397
	24--25	23,8	0,010	0,231	0,116	
25	25--24	23,8	0,010	0,231	0,116	0,5192
	25--26	20,18	0,010	0,196	0,098	
	25--31	62,8	0,010	0,611	0,305	
26	26--25	20,18	0,010	0,196	0,098	0,5086
	26--27	44,15	0,010	0,429	0,215	
	26--28	40,28	0,010	0,392	0,196	
27	27--26	44,15	0,010	0,429	0,215	0,2147
28	28--26	40,28	0,010	0,392	0,196	0,5877
	28--29	35,52	0,010	0,345	0,173	
	28--30	45,08	0,010	0,438	0,219	
29	29--28	35,52	0,010	0,345	0,173	0,1727
30	30--28	45,08	0,010	0,438	0,219	0,2192
31	31--25	62,8	0,010	0,611	0,305	0,5475
	31--32	30	0,010	0,292	0,146	
	31--34	19,8	0,010	0,193	0,096	
32	32--31	30	0,010	0,292	0,146	0,3189
	32--33	25,3	0,010	0,346	0,173	
33	33--32	25,3	0,010	0,346	0,173	0,1730
34	34--31	19,8	0,010	0,193	0,096	0,3817
	34--35	26,2	0,010	0,255	0,127	
	34--36	32,5	0,010	0,316	0,158	
35	35--34	26,2	0,010	0,255	0,127	0,1274
36	36--34	32,5	0,010	0,316	0,158	0,1580

IV.7.2. Résultats de la simulation du réseau avec EPANET

Après avoir introduit les débits et les altitudes de chaque nœud ainsi que la longueur et des diamètres de chaque arc (conduite), on lance la simulation du réseau. Les conditions sont des vitesses comprise entre 0,5 et 1,5 m/s et les pressions aux nœuds ne doit pas dépasser 100 m.c.e (10 bars) alors notre choix c'est porté sur des conduites en PEHD PN10. Les diamètres normalisés des conduites en PEHD PN 10 sont donnés en (Annexe (06)):

Les résultats obtenus sont regroupe dans les tableaux (IV.2), (IV.3) ci-après

Tableau (IV.2) : Détermination des diamètres du réseau

ID Arc	Longueur (m)	Diamètre (mm)	Débit(l/s)	Vitesse(m/s)	Pert.Charge Unit.(m/km)
Tuyau 1	50	141	-13,44	0,86	4,74
Tuyau 2	20,5	27,2	0,35	0,59	18,69
Tuyau 3	25,3	16	0,12	0,61	50,35
Tuyau 4	33,6	141	12,65	0,81	5,18
Tuyau 5	65,6	53,6	2,1	0,93	22,89
Tuyau 6	30,4	16	0,15	0,74	71,07
Tuyau 7	64,2	34	1,17	1,29	77,21
Tuyau 8	68,5	26	0,53	1	66,38
Tuyau 9	20,1	16	0,1	0,49	32,81
Tuyau 10	15,7	110,2	10	1,05	11,53
Tuyau 11	28,32	26	0,63	1,18	91,97
Tuyau 12	16,8	19	0,4	1,42	198,02
Tuyau 13	32,45	19	0,16	0,56	33,53
Tuyau 14	40,2	96,8	8,96	1,22	18,11
Tuyau 15	88,6	76,8	4,04	0,87	12,79
Tuyau 16	36,42	42,6	1,29	0,91	29,16
Tuyau 17	44,3	34	0,77	0,84	34,2
Tuyau 18	56,7	19	0,28	0,97	96,01
Tuyau 19	60,2	42,6	1,72	1,21	50,47
Tuyau 20	35,6	16	0,17	0,86	95,79
Tuyau 21	43,6	34	0,87	0,96	43,28
Tuyau 22	22,13	16	0,11	0,54	39,24
Tuyau 23	45,32	16	0,22	1,1	151,56
Tuyau 24	25,5	76,8	4,17	0,9	13,57
Tuyau 25	23,8	76,8	3,93	0,85	12,12
Tuyau 26	20,18	42,6	1,7	1,19	49,58
Tuyau 27	44,15	16	0,21	1,07	144,29
Tuyau 28	40,28	34	0,98	1,08	54,57
Tuyau 29	35,52	16	0,17	0,86	95,37
Tuyau 30	45,08	21	0,22	0,63	37,32
Tuyau 31	62,8	53,6	1,71	0,76	15,41
Tuyau 32	30	27,2	0,49	0,85	45,96
Tuyau 33	25,3	16	0,17	0,86	95,69
Tuyau 34	19,18	34	0,67	0,73	26,26
Tuyau 35	26,2	16	0,13	0,63	53,77
Tuyau 36	32,5	16	0,16	0,79	80,6

Tableau (IV.3) : Les pressions et les charges au niveau des nœuds

ID Nœud	Altitude (m)	Demande (l/s)	Charge (m)	Pression (m)
Nœud 1	405	0,44	419,76	14,76
Noeud 2	402	0,22	419,38	17,38
Noeud 3	400	0,12	418,11	18,11
Noeud 4	399	0,56	419,59	20,59
Noeud 5	395,02	0,78	418,09	23,07
Noeud 6	393,12	0,15	415,93	22,81
Noeud 7	393,36	0,65	413,13	19,77
Noeud 8	392,2	0,43	408,58	16,38
Noeud 9	392	0,1	407,92	15,92
Noeud 10	395	0,41	419,41	24,41
Noeud 11	393,52	0,22	416,8	23,28
Noeud 12	388,69	0,24	413,48	24,79
Noeud 13	376,49	0,16	412,39	35,9
Noeud 14	390,55	0,75	418,68	28,13
Noeud 15	386,18	1,03	417,55	31,37
Noeud 16	376,15	0,52	416,48	40,33
Noeud 17	370,19	0,49	414,97	44,78
Noeud 18	370	0,28	409,53	39,53
Noeud 19	384,35	0,68	414,51	30,16
Noeud 20	382,2	0,17	411,1	28,9
Noeud 21	379,69	0,54	412,62	32,93
Noeud 22	378,14	0,11	411,75	33,61
Noeud 23	374,05	0,22	405,75	31,7
Noeud 24	387,2	0,24	418,33	31,13
Noeud 25	386,6	0,52	418,05	31,45
Noeud 26	383,65	0,51	417,04	33,39
Noeud 27	382,58	0,21	410,67	28,09
Noeud 28	380,2	0,59	414,85	34,65
Noeud 29	370,22	0,17	411,46	41,24
Noeud 30	377,6	0,22	413,16	35,56
Noeud 31	374,9	0,55	417,08	42,18
Noeud 32	373,2	0,32	415,7	42,5
Noeud 33	371,72	0,17	413,28	41,56
Noeud 34	370,82	0,38	416,57	45,75
Noeud 35	372,69	0,13	415,16	42,47
Noeud 36	370,05	0,16	413,95	43,9
Réservoir R	418	-13,44	420	2

Figure (IV.4) : Sens d'écoulement et débit au niveau des tronçons et Pression au niveau des nœuds du réseau de la zone Idhriken

La figure (IV.5) suivante donne le sens d'écoulement et les vitesses dans les conduites de distribution

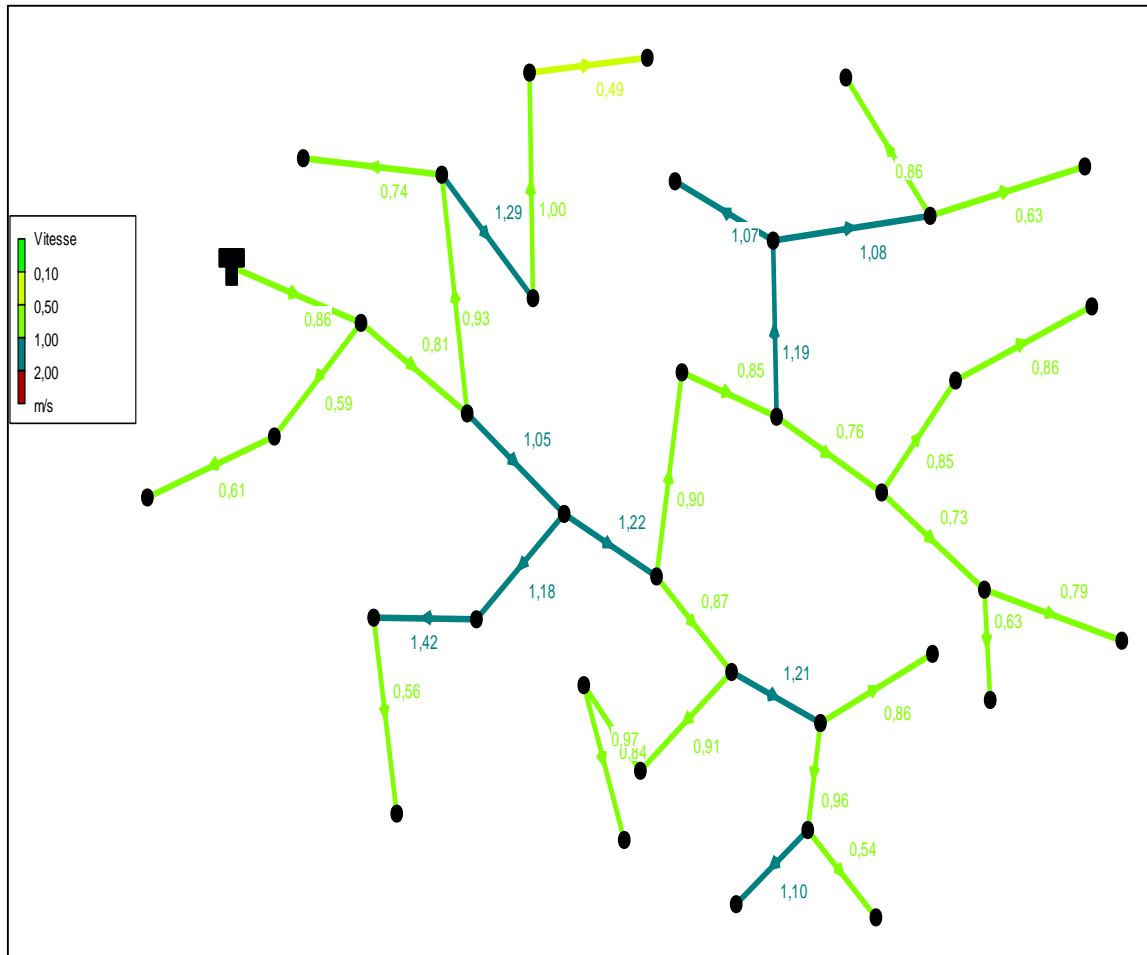


Figure (IV.5) : Sens d'écoulement et les vitesses du réseau de la zone d'Idhriken

IV.8.Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons fait le dimensionnement du réseau de distribution de la zone d'Idhriken dont le réseau est de type ramifié, nous avons déterminé les diamètres des différents tronçons en vérifiant les vitesses et les pressions au niveau de ces tronçons et des nœuds. La modélisation est effectuée à l'aide du logiciel EPANET.

Après la modélisation nous avons obtenu les diamètres suivants :

Tableau (IV.4) : Diamètre et longueur des conduites dans le réseau de distribution

D(mm)	L(m)	D(mm)	L(m)
141	83,6	110,2	15,7
27,2	48	19	105,95
16	342,52	96,8	40,2
53,6	128,4	76,8	137,9
34	211,56	42,6	116,8
26	96,82	21	45,08

Chapitre V Protection et pose des conduites

Chapitre V protection et pose des conduites

Introduction :

La connaissance des phénomènes contribuant à la dégradation des conduites représente un élément très important pour bien choisir les paramètres de protection des conduites lors de la réalisation des réseaux d'eau potable ; et parmi ces problèmes on a : la corrosion et le coup de bélier, qui nuit au bon fonctionnement de ces réseaux. Dans cette optique, la protection des conduites doit être envisagée pour lutter contre le coup de bélier seulement par ce que les conduites en Fonte ductile ne corrodent pas.

V.1. La Protection des conduites contre le Coup de Bélier (Marteau d'eau):

V.1.1.Généralité :

Le coup de bélier étant un cas particulier du régime transitoire (écoulement non permanent du liquide) ; c'est un phénomène oscillatoire qui se manifeste dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ou par refoulement. Il est caractérisé par une onde de pression, positive (surpression) ou négative (soutirage), provoquée par une variation du régime hydraulique, et se propageant dans le milieu constitué par l'eau et par la conduite qui la contient. Cette onde est caractérisée par une vitesse de propagation ou célérité, qui ne dépend pas en première approximation de l'amplitude de l'onde lorsque celle-ci est faible. Elle se réfléchit sur les obstacles, et en particulier sur les extrémités de la conduite, en changeant de signe ou non suivant les conditions physiques qui y sont rencontrées.

Ce phénomène peut engendrer des dommages énormes ; matériels et quelques fois des pertes de vie humaines. [12]

V.1.2.Causes du coup de bélier :

Le coup de bélier est un phénomène oscillatoire dont les causes les plus fréquentes sont les suivantes :

- L'ouverture ou la fermeture des vannes dans les conduites en charge à écoulement gravitaire ;
- La mise en marche ou l'arrêt des pompes dans les conduites en charge par refoulement ;
- Le remplissage ou la vidange d'un système d'AEP ;
- Modification de la vitesse d'une pompe ;
- La disparition de l'alimentation électrique dans une station de pompage qui est la cause la plus répandue du coup de bélier. [13]

Le coup de bélier, dont la brutalité est susceptible d'entraîner des ruptures de tuyaux, peut atteindre des valeurs très élevées pouvant être égale à plusieurs fois la pression de service sur les réseaux à basse pression.

Il est donc de toute première importance d'étudier des moyens propres à limiter ses effets puisqu'il en résultera une économie dans la construction des tuyaux, lesquels sont calculés notamment, pour résister à une pression intérieure donnée.

V.1.3. Les risques dus aux coups de bélier :

Les conséquences du coup de bélier peuvent être néfastes, elles deviennent de plus en plus dangereuses à mesure que les paramètres modificateurs deviennent importants (variation de pressions et de débits dans le temps).

- **Risque de forte pression** : les coups de bélier provoquent des surpressions (jusqu'au 80% de pression de service) qui s'ajoutent à la pression initiale. Si la somme (pression initiale) plus

(surpression) est supérieure à la pression maximale admissible des tuyaux, il y a des risques de rupture des tuyaux et de déboîtement des joints.

- **Risque de pression négative** : une autre conséquence des coups de bélier peut être l'apparition d'une pression relative négative. Si cette pression devient inférieure à -10mCE , il se produit une poche de cavitation. Si le profil en long de la canalisation est défavorable, c'est à dire si la poche de vapeur peut se former sur une grande distance, la canalisation peut être aplatie par implosion et les joints peuvent être aspirés. Une autre conséquence de la cavitation est la détérioration de l'enduit intérieur du tuyau, mais le risque le plus grave est celui d'éclatement de la conduite lors du retour à des pressions positives : les pressions obtenues à ce moment sont en effet souvent très importantes. [13]
- **Fatigue de la Canalisation** : comme autre conséquence des coups de bélier, on peut citer la fatigue qu'entraîne pour le matériau une alternance rapide de fortes et de faibles pressions même si chaque onde de surpression n'est pas suffisante en elle-même pour créer la rupture.

V.1.4. Interprétation physique du coup de bélier :

- **1^{ère} phase :**

Après l'arrêt de la pompe, l'eau va suivre son chemin ascendant, il en résulte derrière la tranche d'eau considérée une dépression. Une onde de dépression prend naissance au départ de la pompe et se propage jusqu'au réservoir suivant une distance (L) avec une célérité (c).

Au bout de ce temps la conduite est en dépression et le temps mis par l'onde est (L/c).

- **2^{ème} phase :**

La conduite étant déformée dans les limites élastiques, elle reprend son diamètre initial. A partir du réservoir, les tranches successives de conduite se décontractent si bien que l'eau redescend dans la conduite et au bout du temps L/a (c'est-à-dire $2L/a$ depuis l'origine), toute l'eau est redescendue mais se retrouver arrêtée par le clapet de protection de la pompe qui bien sûr s'est fermé.

- **3^{ème} phase :**

La première tranche de fluide en contact avec le clapet va être comprimée par les tranches suivantes provoquant une dilatation de la conduite. Une onde de pression va parcourir la conduite dans le sens pompe - réservoir. Au bout du temps L/a (c'est-à-dire $3L/a$ depuis l'origine), toute la conduite est dilatée avec l'eau immobile et sous pression.

- **4^{ème} phase :**

L'élasticité permet à la conduite de reprendre, de proche en proche du réservoir à la pompe, son diamètre initial. Au bout du temps (c'est-à-dire $4L/a$ depuis l'origine), nous nous trouvons dans la même situation qu'au moment de la disjonction du moteur de la pompe. [13]

Le phénomène se reproduirait indéfiniment s'il n'était pas amorti par les pertes de charge régulières.

V.1.5. Moyen de protection contre le coup de bélier :

Les moyens et les équipements de protection contre le coup de bélier sont très variés. Ils sont choisis en fonction de la disposition de l'installation et des caractères géométriques de cette dernière.

- **Volant d'inertie :**

Le volant d'inertie est un dispositif qui contient une masse tournante liée à l'arbre de la pompe ; c'est un moyen d'augmenter le temps de ralentissement de la pompe, grâce à l'énergie cinétique accumulée.

Lorsque la pompe cesse d'être alimentée en énergie, elle continue à fonctionner par l'énergie cinétique de sa roue (généralement très faible) et de celle de l'eau, qui le plus souvent ne suffit pas pour assurer l'écoulement pendant un temps suffisant.

Le volant d'inertie est donc un moyen de mettre progressivement en réserve, lors du démarrage de l'installation, une quantité d'énergie supplémentaire, sous forme cinétique, celle-ci est ensuite rendue à l'eau à travers la pompe au ralentissement progressif du volant et de celle-ci.

le volant d'inertie ne peut guère être utilisé économiquement que pour des pompes de puissance faible et pour des temps d'arrêt admissible assez faible, c'est-à-dire en fait pour des conduites d'adduction assez courte.

- **Réservoir d'air :**

Le réservoir d'air est fréquemment utilisé si la topographie des lieux, combinée à une grande hauteur géométrique, et qui interdit l'implantation près de la pompe d'une cheminée, comportant un niveau libre à la pression atmosphérique. C'est un moyen permettant de protéger la conduite contre les dépressions et les surpressions.

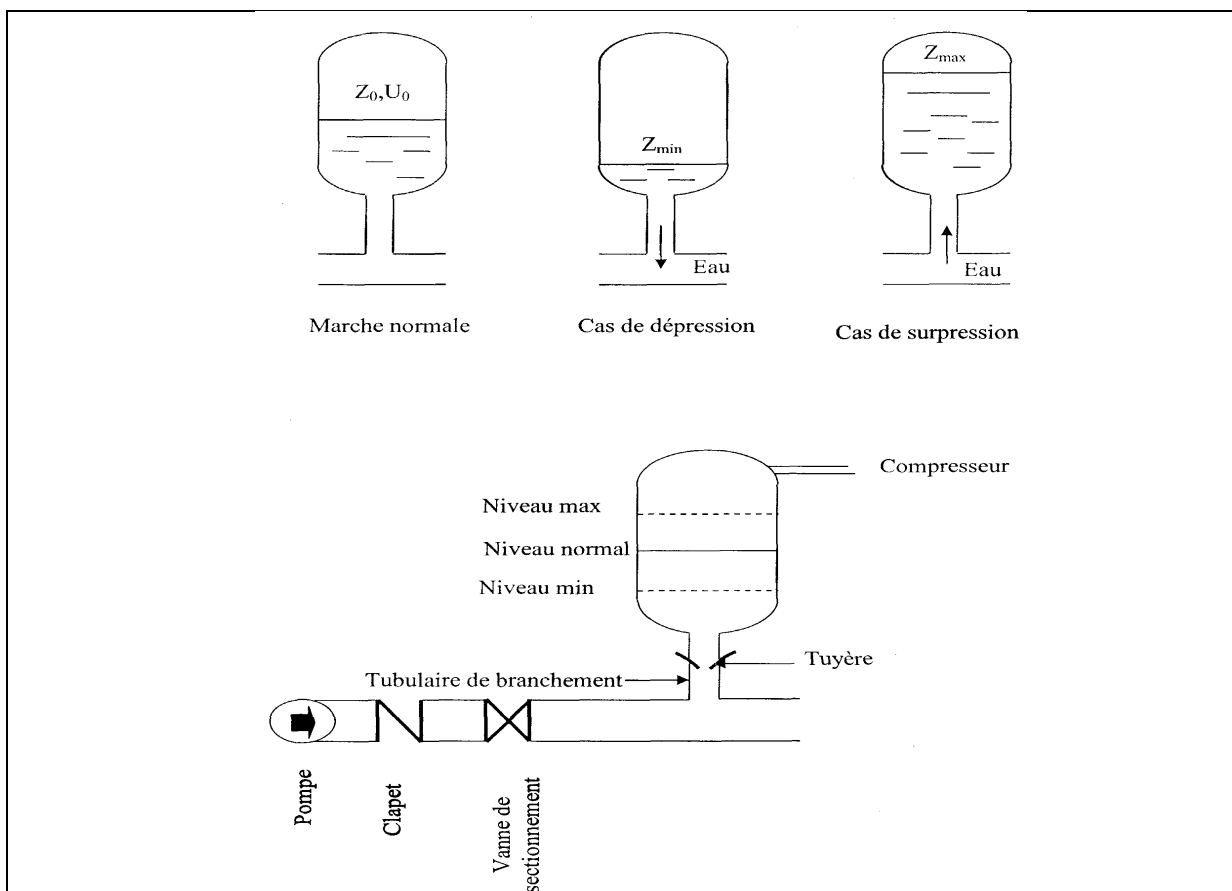


Figure (V.2): Principe de fonctionnement d'un réservoir d'air

V.1.6. Etude du coup de bélier

L'étude consiste à calculer les surpressions et les dépressions dans les différents tronçons des conduites de refoulement, et vérifier que ces valeurs ne dépassent pas la valeur de la pression de service.



La valeur du coup de bélier

La célérité des ondes est donnée par la formule d'ALLIEVI ci-dessous :

$$a = \sqrt{\frac{9900}{48.3 + \frac{\kappa \times \text{Din}}{e}}} \quad (\text{V-1})$$

Avec :

- κ : Coefficient dépendant de la nature de la conduite,
- Din : Diamètre intérieur de la conduite (mm),
- e : Epaisseur de la conduite (mm).

Où :

- $\kappa = 0,6$ pour le Fonte ductile.

➤ 1^{er} Cas : Fermeture brusque

La fermeture brusque est caractérisée par un temps T, tel que : $T < \frac{2 \times L}{a}$.

La valeur maximale du coup de bélier est :

$$B = \frac{a \times V_0}{g} \quad (\text{V-2})$$

Avec :

- B : La valeur du coup de bélier (m),
- a : La célérité de l'onde (m/s),
- V_0 : Vitesse d'écoulement en régime permanent initiale (m/s),
- g : Accélération de la pesanteur (m/s^2).

- **La valeur maximale de la pression-surpression est :** (Figure (V.3))

$$H_{\text{max}} = H_0 + B \quad (\text{V-3})$$

- **La valeur maximale de la pression-dépression est :** (Figure (V.3))

$$H_{\text{min}} = H_0 - B \quad (\text{V-4})$$

Où :

- H_0 : La pression absolue au point le plus haut de la conduite, telle que :

$$H_0 = H_g + 10$$

Avec :

- H_g : Hauteur géométrique de refoulement,
- 10 : Pression atmosphérique.

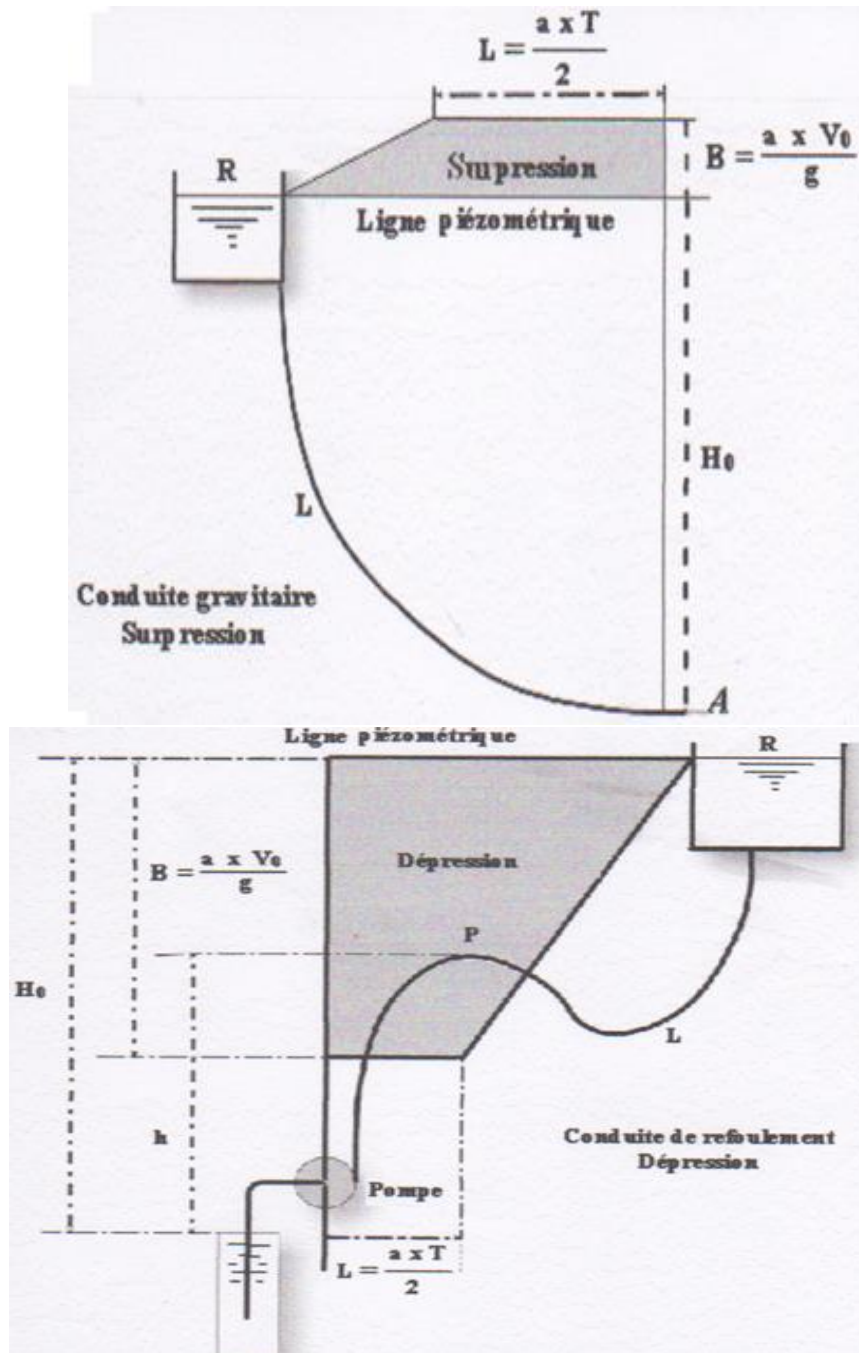


Figure (V.3) : Les valeurs de la surpression et de dépression dans les conduites gravitaires et de refoulement

➤ **2^{ème} Cas : Fermeture lente**

La fermeture lente est caractérisée par un temps T tel que : $T > \frac{2 \times L}{a}$

La valeur maximale du coup de bélier sera calculée par la formule de MICHAUD :

$$B = \frac{2 \times L \times V_0}{g \times T} \quad (V-5)$$

V.1.7. Tableau récapitulatif

Les valeurs numériques du coup de bélier de notre projet sont mentionnées dans le tableau suivant :

Tableau (V.1) : Récapitulatif des résultats du coup de bélier.

tronçon	Caractéristiques des conduites								
	D(m)	e(mm)	V0(m/s)	Hg(m)	h0(m)	a(m/s)	B(m)	Hmax	Hmin
R(I)-Bif(H''1)	0,3	6,2	1,585	144,66	154,66	1125,78	181,869	336,529	-27,209
Bif(H''1)-R(R)	0,1	4,8	0,789	17,176	27,176	1269,65	102,088	129,264	-74,91
Bif(H''1)-Bif(H''2)	0,3	6,2	1,497	17,176	27,176	1225,78	171,81	198,987	-144,65
Bif(H''2)-R(Id)	0,1	4,8	1,014	53,983	63,983	1269,65	131,24	195,22	-67,25
Bif(H''2)-R(C-lieu)	0,25	5,8	1,994	112,183	122,183	1149,95	233,62	355,8	-111,44

- ✱ R(I) : réservoir IkhARBANE,
- ✱ R(R) : réservoir Rodha,
- ✱ R(Id) : réservoir Idhriken,
- ✱ R(C-lieu) : réservoir Chef-lieu,
- ✱ Bif(H''1) : point de bifurcation (H''1),
- ✱ Bif(H''2) : point de bifurcation (H''2).

Remarque : Dans notre cas, les valeurs du coup de bélier dans les différents tronçons ne sont pas importantes : on a une surpression dans le tronçon Réservoir(IkhARBANE)-Bifurcation (H''1) et les dépressions sont inférieures aux pressions de services des conduites.

Solution : Pour la protection de la conduite gravitaire contre le phénomène du coup de bélier, la seule protection consiste en l'étude de la loi de fermeture de la vanne sur cette conduite, il faut que $T \geq t_r$.

Le temps de retour de l'onde sera calculé par la formule suivante :

$$t_r = \frac{2 \times L}{a} \quad (V-6)$$

Où :

t_r : temps de retour de l'onde de déformation (s) ;

a : La célérité de l'onde (m/s) ;

L : longueur de conduite (m).

1. Tronçon réservoir Ikharbane-point de bifurcation (H''1)

$$tr = \frac{2 \times 2405}{1125,78}$$

$$tr = 4,27s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 4,27s

2. Tronçon point de bifurcation (H''1)-réservoir Rodha

$$tr = \frac{2 \times 776,17}{1269,65}$$

$$tr = 1,22s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 1,22s

3. Tronçon point de bifurcation (H''1)-point de bifurcation (H''2)

$$tr = \frac{2 \times 668}{1125,78}$$

$$tr = 1,18s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 1,18s

4. Tronçon point de bifurcation (H''2)-réservoir Idhriken

$$tr = \frac{2 \times 1229}{1269,65}$$

$$tr = 1,94s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 1,94s

5. Tronçon point de bifurcation (H''2)-réservoir Chef-lieu

$$tr = \frac{2 \times 1936}{1149,95}$$

$$tr = 3,37s$$

Donc le temps de fermeture pour la vanne qu'on doit placer dans ce tronçon est supérieur à 3,37s

V.2. Pose des conduites

V.2.1.Introduction

Le rôle de la conduite est de pouvoir transporter un débit souhaité en résistant aux pressions et aux surpressions éventuelles, aux flexions longitudinales, aux efforts d'ovalisations (dus à son propre poids, au poids de l'eau, à celui des terres et aux surcharges roulantes) et l'agressivité du sol. La pose des conduites est d'une importance majeure ; pour cela, on doit tenir compte de certains impératifs lors de l'aménagement de la fouille et de la pose de la conduite.

V.2.2.Exécution et aménagement de la tranchée [14]

Lors de l'exécution du tranché, on doit tenir compte des normes suivantes :

La section transversale de la tranchée dépend essentiellement de la largeur et de la profondeur.

La largeur est évidemment fonction du diamètre de la conduite ; elle varie aussi selon la nature du sol.

Pour permettre aux ouvriers de travailler aisément ; on doit prévoir un espacement de 30 cm de part et d'autre de la conduite et établir des niches au droit des joints.

La profondeur doit être suffisante pour assurer la protection de la conduite contre le risque d'écrasement sous l'effet des charges et surcharges, et aussi contre la variation de la température pour éviter le gel en temps froids. Pour cela, on prévoit une profondeur de 1 m jusqu'à la génératrice supérieure de la conduite.

Le fond de la fouille doit être purgé des pierres qui pourraient s'y trouver, et convenablement dressé ; après quoi, il sera recouvert d'un lit de pose de 10 à 15 cm.

Le remblayage de la conduite est exécuté de façon à ne causer aucun dommage aux tubes. Pour obtenir un bon remblai, on utilise une terre dépourvue de pierre très fortement damée par petites couches jusqu'à 30 cm au-dessus de la génératrice supérieure de la conduite. Cette façon d'opérer évite tout tassement ultérieur du terrain autour de la conduite. A partir de la hauteur fixée précédemment, le remblaiement se poursuit manuellement.

En terrain agressif, on cherche une homogénéisation du sol par utilisation d'un remblai inerte, bien drainé au contact du métal pour atténuer le phénomène de corrosion (Figure (VII.3)).

V.2.3.Pose des conduites [8]

La pose se fera par l'intermédiaire d'un engin de pose, en débutant les travaux par le point le plus haut afin de faciliter l'écoulement des eaux d'infiltration s'il y a lieu. On les descendra lentement et attentivement pour ne pas endommager le revêtement, et elles doivent être posées en file bien alignées. Pour cela, il faut procéder à des cales provisoires, qui seront également disposées le long de la conduite et aux changements de direction, qui sont constitués de mottes de terre, en évitant les calages au moyen de matériaux risquant de détériorer la couche protectrice.

La pose se fait seulement après que les joints soient soudés et parfaitement revêtus. La conduite doit épouser le lit de pose dans toute sa longueur, en vérifiant qu'il n'y a pas de vide au-dessous et qu'elle n'est pas en contact avec des grosses pierres pour éviter le phénomène de poinçonnement.

A chaque arrêt de la pose, on bouche les extrémités du tronçon en attente à l'aide de tampons solidement fixés, pour éviter l'introduction des corps étrangers.

V.2.3.1. Largeur et profondeur de la tranchée

La largeur de la tranchée doit permettre une pose correcte et le compactage du remblai (Figure (VI.3)).

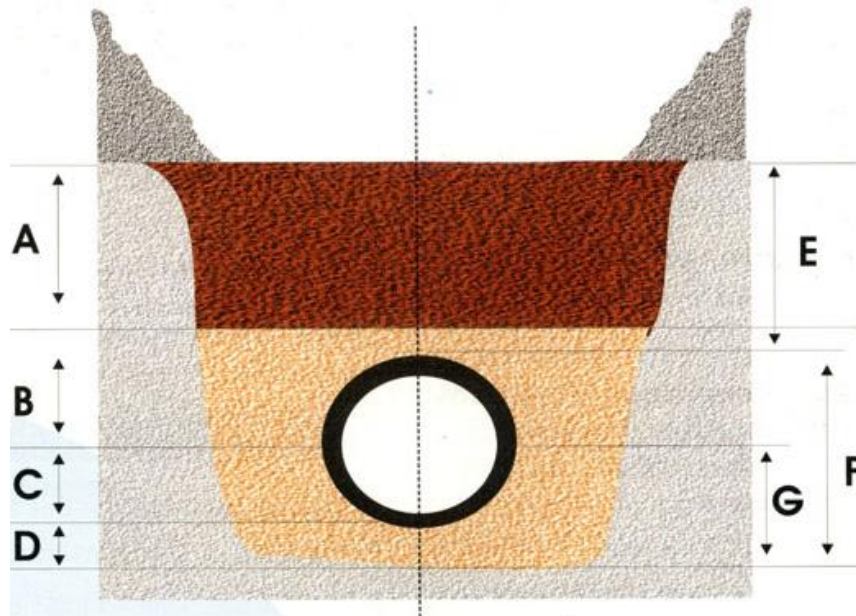


Figure (V.4) : Pose de la conduite en tranchée

- A : Remblai supérieur
- B : Remblai de protection
- C : Assise
- D : Lit de pose
- E : Hauteur de couverture
- F : Enrobage
- G : Appui

V.2.3.2. Stabilisation des conduites [9]

Pour résister aux poussées dues à la pression de l'eau dans les coudes, les cônes, les tés et les extrémités, il y a lieu d'aménager des butées en massif de béton.

On distingue :

- ❖ Butée sur coude horizontal (Figure (V.5)).
- ❖ Butée sur coude vertical (Figure (V.6)).
- ❖ Butée sur branchement (Figure (V.7)).
- ❖ Butée sur un cône (Figure (V.8))

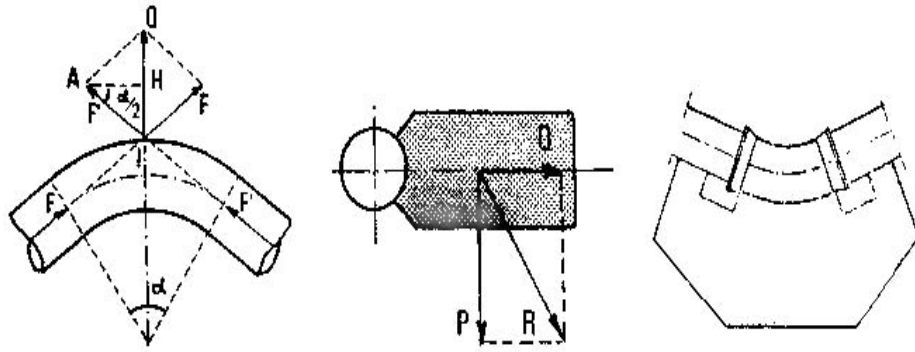


Figure (V.5) : Butée sur coude horizontal

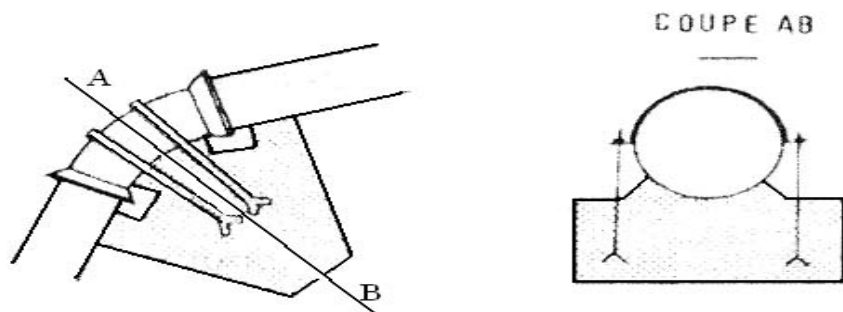


Figure (V.6) : Butée sur coude vertical

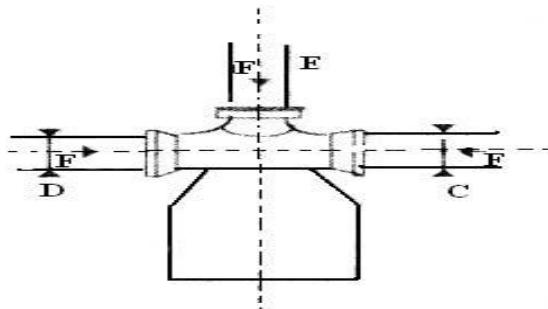


Figure (V.7) : Butée sur branchement

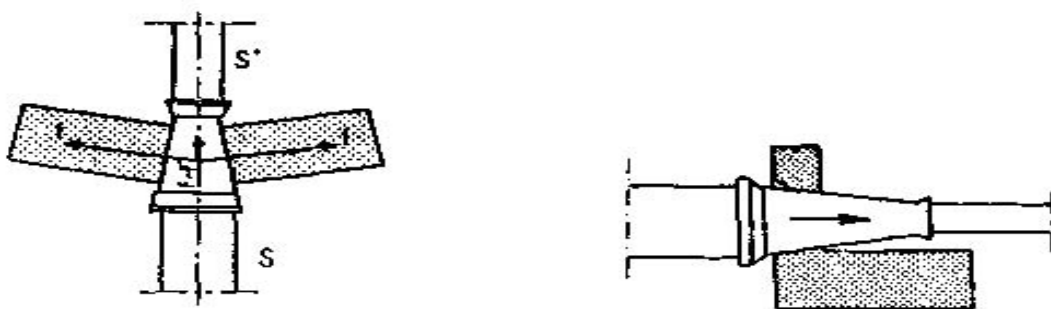


Figure (V.8) : Butée sur un cône

V.2.4.Travaux spéciaux

V.2.4.1. Traversée de route

En raison des charges supportées, qui peuvent causer des ruptures et par conséquent des infiltrations nuisibles à la conduite comme à la route, la pose des conduites s'effectuera dans une

gaine (buse de diamètre supérieure dans laquelle la conduite est introduite). Pour protéger la canalisation des chocs et vibrations, et évacuer les fuites éventuelles hors de la chaussée (Figure (V.9)).

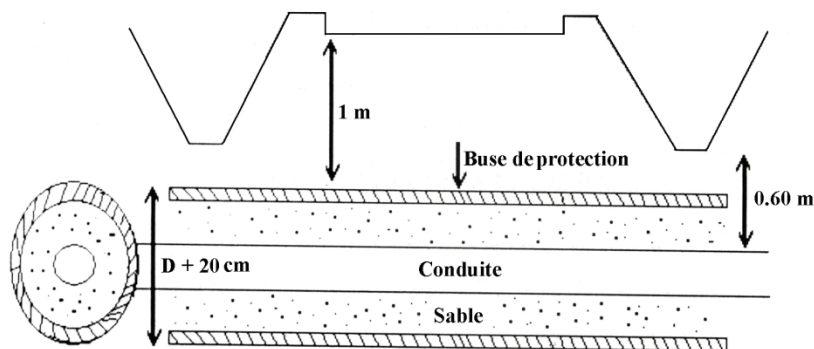


Figure (V.9) : Protection spéciale pour la traversée de route

V.2.4.2. Pose en élévation [15]

Lors de la traversée des terrains très accidentés ou de dépression, la conduite reposera sur des tasseaux en béton dans lesquels des têtes de pieux seront noyées jusqu'au bon sol. Les tasseaux peuvent être au nombre de deux par tuyau ou de un.

V.2.4.3. Mise en eau et épreuve

La mise en eau doit être progressive à partir d'un point bas en vérifiant que l'air s'évacue par les ventouses. Pour les tuyaux à revêtement intérieur poreux, une mise en pression préalable supérieure à 15 minutes est nécessaire pour imbiber le matériau. On applique ensuite la pression d'épreuve pendant 30 minutes, la diminution de pression constatée à l'issue de cette période ne doit pas être inférieure à 20 KPa.

La pression d'épreuve appliquée actuellement est égale à la pression de service augmentée de 50%, définie comme la «Pression Maximale de Fonctionnement de la Zone de pression comprenant le coup de bélier et tenant compte de développement futurs».

La pression d'épreuve est maintenue pendant 30 minutes en pompant par moment pour l'ajuster, puis ramenée à 3 MPa à l'aide d'une vanne de purge.

L'essai est satisfaisant si la pression dans la conduite remonte sans intervention de l'opérateur.

V.2.4.4. La stérilisation des conduites neuves avant la mise en service [15]

Elle doit être précédée d'un nettoyage et d'un rinçage pour éliminer la terre ou les poussières introduites pendant la pose plutôt qu'un simple remplissage suivi d'une vidange souvent insuffisant ou un rinçage au fil de l'eau, il est préférable de procéder à un nettoyage mécanique.

V.2.5.CONCLUSION

Pour que le réseau de distribution et les conduites d'adduction soient bien protégés, il faut lutter contre tous les phénomènes dangereux de la pose, le coup de bélier. Afin de protéger les conduites gravitaires contre le phénomène du coup de bélier, on prévoit des vannes à fermeture lentes. Ces dernières doivent être dimensionnées en tenant compte de la valeur majoré du coup de bélier.

La pose des canalisations dépend de la nature du terrain ; Les accessoires à utiliser seront :

- Les ventouses sur les points hauts pour faire évacuer et laisser pénétrer l'air dans les conduites ;
- Les vannes de décharge pour vidanger, nettoyer et réparer les conduites ;
- Les robinets vannes pour isoler le tronçon à entretenir ;
- Les vannes à survitesse à la sortie des réservoirs pour interrompre l'écoulement dans le cas où les conduites éclatent ;
- Les manchons pour le montage et le démontage des différents accessoires.

Conclusion générale

Conclusion générale

Après avoir estimé les différents besoins en eau aux divers horizons, nous avons constaté que ces besoins à long terme sont de 9673,86 m³/j soit 111,966 l/s

Afin d'assurer l'alimentation en eau potable dans la zone d'étude, et son acheminement gravitairement, nous avons procédé à projeter 4 réservoirs d'une capacité de stockage de 300 pour 2 réservoirs et 200m³ pour les 2 autres réservoirs.

Pour le dimensionnement des conduites d'adduction, nous avons choisi les diamètres les plus économiques avec des vitesses acceptables, à savoir des diamètres : 125 et 300 mm. Concernant le choix du type du matériau des conduites, nous avons opté pour le Fonte ductile pour les avantages qu'il présente, à savoir : la durée de vie, la flexibilité, la haute élasticité, la résistance à l'allongement, résistance à la traction...etc.

En ce qui concerne la distribution, après la simulation faite à l'aide du logiciel EPANET, nous avons obtenu des vitesses comprises entre 0,5m/s et 1,5m/s, et des pressions entre 15m et 45 m, en utilisant le PEHD avec des diamètres allant de 20mm à 160mm.

Une vérification du risque d'apparition du phénomène du coup de bélier a été faite, on a constaté qu'on a des dépressions dans tous les tronçons, et une surpression dans un seul tronçon. De ce fait, et afin de protéger les tronçons contre ce phénomène, on a proposé d'installer des vannes à fermeture lente.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail puisse être utile à l'étude finale détaillée, du réseau d'alimentation en eau potable de la commune de Tazmalt.

Bibliographie

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **Données recueillies auprès des services** : APC de la commune de Tazmalt , la subdivision d'Hydraulique de Tazmalt et la direction d'Hydraulique de bejaia.
- [2] **BENABBAS, N. et ARKOUB, A.**, Étude qualitative et quantitative avec réhabilitation du réseau d'alimentation en eau potable du chef-lieu de Boujellil. Mémoire fin d'étude d'ingénieur, université de Bejaia, 2005
- [3] **Données recueillies auprès des services** : Direction d'hydraulique de tazmalt
- [4] **Données recueillies auprès des services** : Bureau d'étude N.Dahdouh
- [5] **OURET, Y. et MAAFRI, O** : Etude de transfert pour renforcement de l'A.E.P. de CONSTANTINE à partir du barrage de BENI-HAROUN. Mémoire de fin d'Etudes d'Ingénieur, Université de BEJAIA, 2006.
- [6] **François Valiron**-Mémento du Gestionnaire de l'alimentation en eau et de l'assainissement, Tome 1 (eau dans la ville, alimentation en eau)-pages 205-206-207-216-217.
- [7] **J.Bonni** : «Aide-mémoire d'Hydraulique Urbaine». Collection de la direction des études et de la recherche d'électricité de France, Edition EYROLLES, 1982.
- [8] **J .BONNIN** : « Aide-Mémoire d'hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petites et moyennes importance » Edition Eyrolles, 1977, paris
- [9] **Dupont, A** :«< Hydraulique Urbaine : ouvrage de transport, élévation et distribution des eaux>>, Tome 2, Edition EYROLLES,1979.
- [10] : Prix de la consommation électrique, sonelgaz de bejaia.
- [11] catalogue de PAM pour les diamètres et leurs prix de revient des conduites en Fonte
- [12] **B, Mohammed** : Etude du réseau d'alimentation en eau potable de la ville de KHEMIS-MILIANA (W.AIN DEFLA), ENSH
- [13] **GOMELA, CYRIL. t GUERREE, HENRI** :- Guide de l'alimentation en eau dans les agglomérations urbaines et rurales.- Paris : EYROLLES, 1985.
- [14] **BOUDA, A. et TAMDRARI, I** : « Etude d'adduction en eau potable de chemini.2007
- [15].**MOUBHA, M. et MEKBEL, A** : « Renforcement de l'alimentation en eau potable de la rive gauche de la commune de SEMAOUNE » Université de Bejaia.1998.

ANNEXE

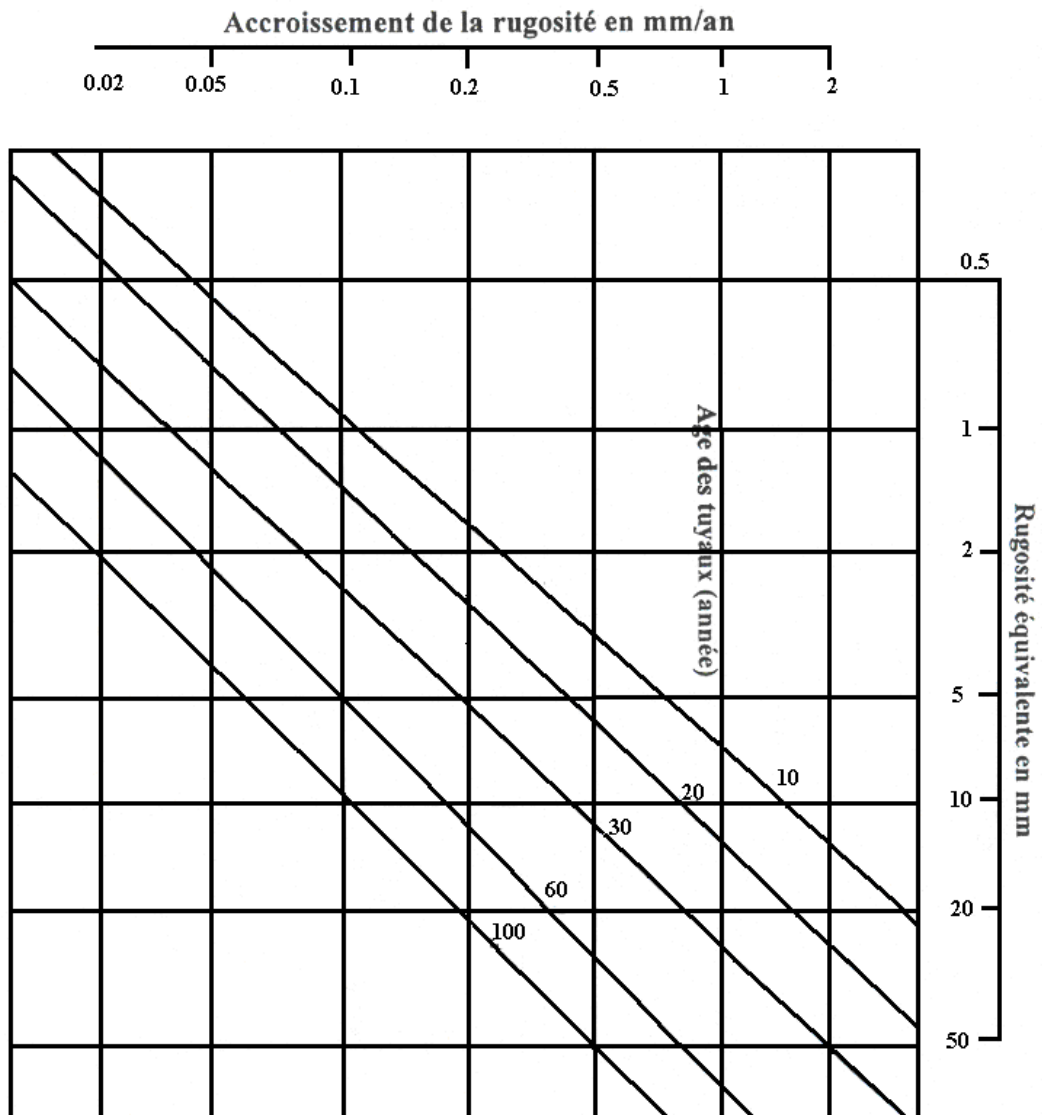
Annexe (1) : Les débits véhiculant pour chaque tronçon

Tronçon	Longueur(m)	Débit (l/s)
R2- bif(H''1)	2405	111,966
bif(H''1)- R(Rodha)	776.17	6,192
bif(H''1)- bif(H''2)	668	105,774
bif(H''1)-R(Idhriken)	1129	7,96
bif(H''1)-R(Chef-lieu)	1936	97,815

Annexe(2) : Prix de revient des conduites en fonte ductile [11]

Type de la conduite	Diamètre de la conduite (mm)	Prix de revient (DA)	PN (bar)
Fonte ductile	100	3458.30	64
	125	4029.42	64
	150	4428.24	60
	200	5663.86	52
	250	7461.72	46
	300	8948.09	41
	350	12318.19	38
	400	14136.10	35
	450	17614.03	32
	500	19617.93	30
	600	26893.15	30
	700	35377.32	27
	800	38342.72	25
	900	47070.72	25
	1000	35617.62	25
1100	65417.28	64	
1200	79812.21	64	
1400	97374.71	60	

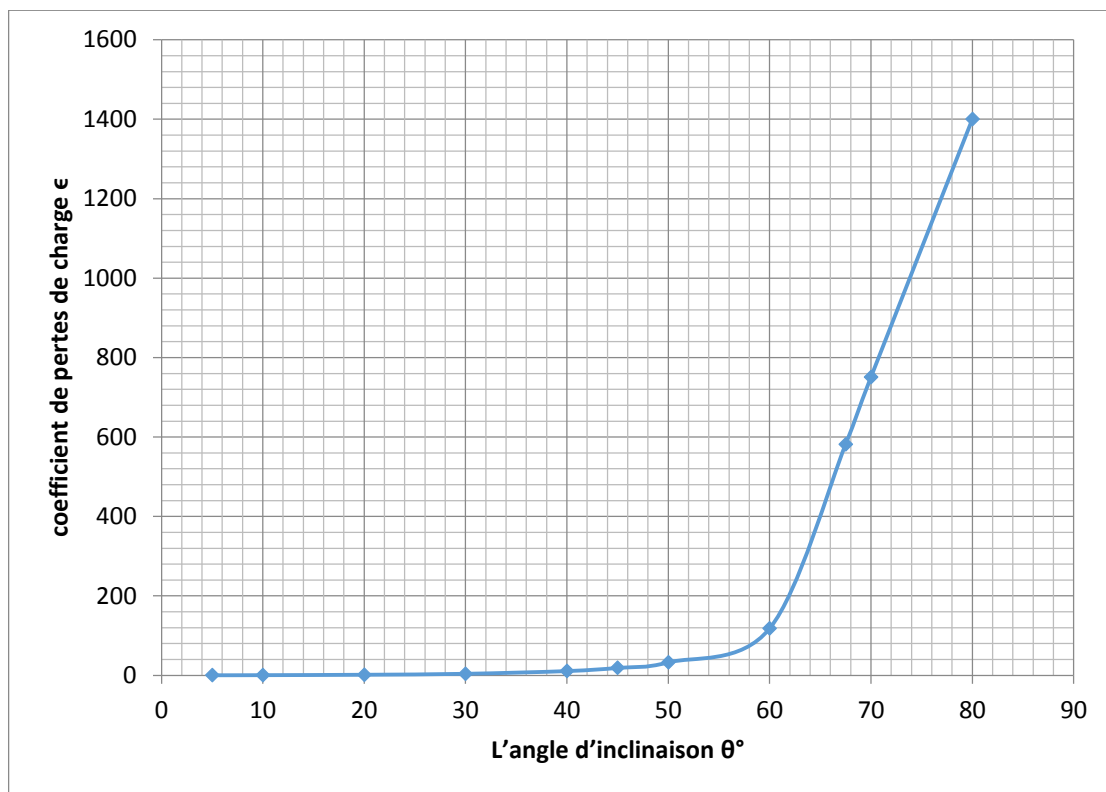
Annexe (3) : Abaque de PETER LAMONT



Annexe (04) : Evolution du coefficient de singularité ξ d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture

Angle d'inclinaison du papillon θ (°)	0	5	10	20	30	40	45	50	60	70	80
ξ	0,25	0,25	0,52	1,54	3,91	10,8	18,7	32,6	118	751	1400

Représentation graphique de l'évolution du coefficient de singularité d'une vanne à papillon en fonction de son degré d'ouverture.



Annexe (05): La variation des débits horaires d'une journée en fonction du nombre d'habitant.

Heures	Nombre d'habitants				Agg.de type rural
	<10000	10000 à 50000	50001 à 100000	>100000	
00-1	1	1.5	3	3.35	0.75
1-2	1	1.5	3.2	3.25	0.75
2-3	1	1.5	2.5	3.3	1
3-4	1	1.5	2.6	3.2	1
4-5	2	2.5	3.5	3.25	3
5-6	3	3.5	4.1	3.4	5.5
6-7	5	4.5	4.5	3.85	5.5
7-8	6.5	5.5	4.9	4.45	5.5
8-9	6.5	6.25	4.9	5.2	3.5
9-10	5.5	6.25	5.6	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	4.2	3
22-23	2	2	4.6	3.75	2
23-00	1	1.5	3.3	3.7	1
Total	100%	100%	100%	100%	100%

Annexe (06): Prix et pression nominale des conduites en PEHD



وحدة إنتاج أنابيب البلاستيك
 PRODUCTION TUBES PVC - PEhd - PEbd
 EAU - GAZ - IRRIGATION



TABLEAU DES PRIX DU TUBE PEHD
 Polyethelene Haute Densite Pression 10 Bars

TUBE PEHD PN 10					
DIAMETRES (Ext)	TYPE matière	Ep./mm	P.H.T/ML	P.T.T.C/ML	OBS
Ø 020	80	2.00	34.00	39.78	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 025	80	3.00	39.00	45.63	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 032	80	3.00	65.00	76.05	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 040	80	3.00	99.00	115.83	Rx de 200 & 100 Mètres
Ø 050	80	3.70	154.00	180.18	Rx de 100 Mètres
Ø 063	80	4.70	230.00	269.10	Rx de 100 Mètres
Ø 075	80	5.50	325.00	380.25	Rx de 100 Mètres
Ø 090	100	6.60	390.00	456.30	Longueur de 12 Mètres & Rx de 100 Mètres.
Ø 110	100	6.60	580.00	678.60	Longueur de 12 Mètres & Rx de 50 Mètres.
Ø 125	100	7.40	748.00	875.16	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 160	100	9.50	1 200.00	1 404.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 200	100	11.90	1 830.00	2 141.10	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 250	100	14.80	2 950.00	3 451.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 315	100	18.70	4 550.00	5 323.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 400	100	23.70	7 500.00	8 775.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 450	100		11 000.00	12 870.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 500	100	23.70	11 550.00	13 513.50	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 630	100		17 700.00	20 709.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.
Ø 800	100		32 500.00	38 025.00	Longueur de 12 Mètres ou 6 Mètres.

OBS : * Du Diamètre 20 au Diamètre 110 : En Rouleaux
 * Du Diamètre 110 au Diamètre 400 : En Barres de 6 ou 12 Mètres à Souder

LES PRIX SONT DONNÉS À TITRE INDICATIF, ILS PEUVENT VARIER EN FONCTION
 DU PRIX DU COÛT DE LA MATIÈRE PREMIÈRE ET DE LA FLUCTUATION DES COURS
 DU DINAR.

B.P. 110 - BORDJ - Algérie - 31300 - ORAN - ALGERIE - Tél : (041) 27 43 46/47 - 27 45 68/69 - Djézzy : (070) 26.05.02/03
 Fax : (041) 27 43 46/47 - Email : contact@tubexalgerie.com - sartubex@gmail.com

ملخص

في عملنا هذا قمنا بدراسة مشروع تزويد بلدية تازمالت بالمياه الصالحة للشرب باستغلال مياه خزان "إخربان" والذي مصدره مياه سد تيشي حاف على مدى 25 سنة

بعد ان قمنا بتقديم منطقة الدراسة وتقييم احتياجاتها المائية قمنا بتصميم شبكة نقل المياه وحساب مختلف أبعاد خزانات المياه. ثم إننا وبعد إجراء دراسة تقنية واقتصادية حددنا قطر أنابيب نقل المياه بين الخزانات وأيضا أنابيب توزيع المياه في منطقة "إطريقن"

وفي الأخير من أجل حماية شبكة نقل المياه من ظاهرة المطرقة المائية أجرينا دراسة لوسائل الحماية المناسبة، وكحل لهذه الظاهرة قمنا باختيار الصمامات ذات الغلق البطيء

الكلمات المفتاحية: خزان _ سد _ أنابيب _ المطرقة المائية _ الصمامات.

Abstract

In our work we studied the potable water supply project of the commune of Tazmalt from reservoir IKHARBANE which is fed by the Tichi-haf dam to the horizon of 25 years.

After the presentation of the study site and the estimation of their needs, we designed the supply network and calculate the dimensions of the various storage tanks.

Soon; after the techno-economic study. We have determined the diameters of the supply and distribution pipes in the IDHRIKEN village.

Finally; with the aim of protecting our water supply system against the phenomenon of water hammer, we have studied the appropriate means of protection, and as a solution we have chosen the valves with slow closures

Keywords: reservoir _ dam_ pipes_ water hammer_ valves.

Résumé

Dans notre travail nous avons étudié le projet d'alimentation en eau potable de la commune de Tazmalt à partir de réservoir IKHARBANE dont ce dernier est alimenté par le barrage du Tichi-haf à l'horizon de 25 ans.

Après la présentation du site d'étude et l'estimation de leurs besoins nous avons conçu le réseau d'adduction et calculer les dimensions des différents réservoirs de stockage.

En suite ; après l'étude techno-économique. Nous avons déterminé les diamètres des conduites d'adduction et celles de distribution dans le village IDHRIKEN.

En fin ; dans le but de protéger notre réseau d'adduction contre le phénomène de coup de bélier, nous avons étudié les moyens appropriés pour la protection, et comme solution nous avons choisi les vannes à fermetures lente.

Mots clés réservoir _ barrage_ conduites_ coup de bélier_ vannes.