

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT.....	i
TABLE DES MATIERES.....	ii
LISTE DES FIGURES.....	v
LISTE DES PHOTOS.....	v
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
NOMENCLATURES.....	vii
SYMBOLES GRECS.....	viii
LISTE DES ACRONYMES.....	viii
INTRODUCTION.....	1
PARTIE I GENERALITE.....	3
Chapitre-I GENERALITE SUR L'ADDUCTION D'EAU POTABLE.....	4
I-1 Différents types d'AEP.....	4
I-1-1 Adduction par gravitation.....	4
I-1-2 Adduction par refoulement.....	4
I-2 Processus général pour une étude d'adduction d'eau.....	4
I-3 Ressources.....	4
I-3-1 Les eaux de surfaces	5
I-3-2 Les eaux souterraines	5
I-3-3 Les sources	5
I-4 Le captage.....	6
I-5 Stockage	7
I-6-Le réseau de distribution	7
I-6-1 Réseau ramifié.....	7
I-6-2 Réseau maillé	8
I-7 Outils nécessaires pour l'adduction d'eau.....	8
I-7-1 La plaque pleine	8
I-7-2 Les coudes.....	9
I-7-3 Les Tés	9
I-7-4 Le cône de réduction à brides major.....	10
I-7-5 Les raccords à brides major	10
I-7-6 Les vannes de sectionnement	10
I-7-7 Les manchettes de traversée	11
PARTIE II MATERIELS ET METHODES.....	12
Chapitre-II LA ZONE D'ETUDE.....	13

II-1 Situation géographique.....	13
II-2 Localisation de la zone d'étude.....	14
II-3 Pluviosité	15
II-4 Températures.....	16
II-5 Réseaux hydrologiques.....	17
Chapitre-III DISPOSITIF EXPERIMENTAL.....	18
III-1 Matériels utilisés	18
III-1-2 Objectif	18
III-1-3 Mode opératoire.....	18
III-1-4 Prise de mesure	19
III-2 Méthodologie	19
III-2-1 Mesure de débit.....	19
III-2-2 Descente sur terrain et collecte des données complémentaires.....	19
III-2-2-1 Besoin journalier	20
III-2-2-2 Altitude des lieux et distance.....	20
III-2-3- Etude théorique	20
III-2-3-1 Théorème de Bernoulli	20
III-2-3-2 Pertes de charge	21
III-2-3-2-1 Pertes de charges linéaires.....	21
III-2-3-2-1-a Gradient des pertes de charge linéaire.....	21
III-2-3-2-1-b Calcul du coefficient λ	21
III-2-3-2-2 Pertes de charges singulières	22
III-2-3-3 Vitesse.....	22
III-2-3-4 Débit	23
III-2-3-5 Diamètre de la conduite	23
III-2-3-6 Capacité du réservoir	23
III-2-3-7 Temps de vidange.....	23
PARTIE III RESULTAT ET INTERPRETATION.....	25
Chapitre-IV RESULTAT.....	26
IV-1 Résultat de mesure.....	26
IV-1-1 Source 1	26
IV-1-2 Source 2	26
IV-1-3 Tableau de mesure de débit.	26
IV-1-4 Nombre d'habitants avec leurs besoins journaliers.....	27
IV-2 Données de base de la zone d'étude	28
IV-2-1 Altitude des lieux d'études	28

IV-2-2 Distance entre les lieux d'études.....	29
IV-2-3 Coefficient de répartition	29
IV-2-4 Profil en long de la conduite.....	29
IV-2-4-1 Profil en long de la conduite entre la source 1 et le réservoir	29
IV-2-4-2 Profil en long de la conduite entre la source 2 et le réservoir.....	30
IV-2-5 Remarque	30
IV-3 Traitements des données.....	30
IV-3-1 Diamètre de la conduite	30
IV-3-1-1 Source 1- réservoir	31
VI-3-1-2 Source 2- réservoir	31
VI-3-1-3 Courbe de variation du diamètre.....	31
IV-3-2 Calcul de la perte de charge.....	32
IV-3-2-1 Perte de charge linéaire entre la source 1 et le réservoir	32
IV-3-2-2 Perte de charge linéaire entre la source 2 et le réservoir.....	32
IV-3-2-3 Perte de charge singulière entre la source 1 et le réservoir.....	33
IV-3-2-4 Perte de charge singulière entre la source 2 et le réservoir	33
IV-3-3 Dimensionnement du réseau de distribution.....	33
IV-3-4 Capacité du réservoir	35
IV-3-5 Temps de remplissage du réservoir.....	35
IV-3-6 Temps de vidange	36
IV-3-7 Calcul des débits aux bornes fontaines (Q_{BF})	36
IV-3-8 Etude de pression	38
IV-3-9 Courbe piézométrique	39
IV-3-9-1 Courbe piézométrique entre la source 1 et le réservoir	39
IV-3-9-2 Courbe piézométrique entre la source 2 et le réservoir	40
PARTIE IV DISCUSSION	41
DISCUSSION	42
CONCLUSION	45
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	46

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Schéma général d'un réseau d'adduction d'eau.....	4
Figure 2: Source d'affleurement	5
Figure 3: Source d'émergence	5
Figure 4: Source de déversement	6
Figure 5: Réseau ramifié	8
Figure 6: Réseau maillé	8
Figure 7: Portion de la carte topographique de la Région Vakinankaratra produite par FTM (échelle 1/1 000 000).....	13
Figure 8: Commune rurale Alakamisy et le Fokontany Andohafarihy.....	14
Figure 9: Précipitation mensuelle	16
Figure 10 : Courbes ombrothermiques.....	16
Figure 11: Réseau de distribution.....	28
Figure 12: courbe de variation de diamètre.	31
Figure 13 : Profil en long de la conduite et courbe piézométrique entre la source 1 et le réservoir	40
Figure 14: Profil en long de la conduite et courbe piézométrique entre la source 2 et le réservoir.....	40
Figure 15: Débit pour chaque traçons.....	43

LISTE DES PHOTOS

Photo 1: Captage de la source	6
Photo 2: Plaque pleine	9
Photo 3: Coudes.....	9
Photo 4: Tés.....	10
Photo 5: Cônes de réduction à brides major.....	10
Photo 6: Raccord à brides major	10
Photo 7: Vanne de sectionnement.....	11
Photo 8: Manchette de traversée.....	11
Photo 9: Vue satellitaire de la zone d'étude	15
Photo 10 : Source 1.....	17

Photo 11 : Source2.....	17
Photo 12 : Matériels utilisés.....	18
Photo 13: Mesure de débit de la source 1.....	19
Photo 14: Mesure de débit de la source 2	19

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Données pluviométriques	16
Tableau 2 : Températures moyennes mensuelles.....	16
Tableau 3: Type de tableau à remplir pour la mesure du débit	20
Tableau 4: Résultat de mesure du débit	26
Tableau 5: Nombre d’habitant avec ses besoins journaliers	27
Tableau 6: Altitude des lieux d’études	27
Tableau 7: Distance des lieux d’études	29
Tableau 8: Horaire et pourcentage de puisage pour chaque tranche d’heure.....	29
Tableau 9: Valeur de profil entre la source 1 et le réservoir	30
Tableau 10: Détail de profil entre la source 2 et le réservoir	30
Tableau 11: Calcul du dimensionnement du réseau de distribution	34
Tableau 12: Débit de chaque BF	37
Tableau 13: Débit de chaque tronçon.....	37
Tableau 14: Diamètre de chaque tronçon.....	38
Tableau 15: Hauteur de pression en tout point, perte de charge et niveau piézométrique en amont et en aval.....	39

NOMENCLATURE

Notation	Désignation	Unité
B	Besoin journalier	l/j
C_p	Coefficient de pointe	
D	Diamètre de la conduite	mm
g	Intensité de la pesanteur	$m. s^{-2}$
H	Hauteur	m
j	Gradient de perte de charge	m/m
K_s	Coefficient de singularité du coude	
L	Longueur de la conduite	m
n	Année	
N	Nombre de population en année 2018	
N_0	Nombre de population en année 2016	
N_n	Nombre de population en année n	
P_1	Pression à l'entrée de la conduite	P_a
P_2	Pression à la sortie de la conduite	P_a
q	Débit unitaire	$l/hab/j$
Q	Débit d'écoulement	l/s
Q_{BF}	Débit à la borne fontaine	l/s
Q_e	Débit d'entrée	l/s
Q_j	Débit journalier	l/s
Q_p	Débit de pointe	l/s
Q_s	Débit de sortie	l/s
Q_T	Débit total de deux sources	l/s
Q_{tr}	Débit par tranche	l/s
$Q_{tr,max}$	Débit par tranche maximale	l/s
$Q_{tronçon}$	Débit pour chaque tronçon	l/s
Q_1	Débit de la source 1	l/s
Q_2	Débit de la source 2	l/s
R_e	Nombre de Reynolds	
S	Section de la conduite	m^2
T_R	Temps de remplissage	h

T_V	Temps de vidange	h
T_1	Temps de remplissage de la source 1	s
T_2	Temps de remplissage de la source 2	s
V	vitesse de l'écoulement	$m \cdot s^{-1}$
V_{ac}	Volume d'apport cumulé	l
V_{pc}	Volume de prélèvement cumulé	l
V_r	Volume du réservoir	m^3
v_1	vitesse à l'entrée de la conduite	$m \cdot s^{-1}$
v_2	vitesse à la sortie de la conduite	$m \cdot s^{-1}$

SYMBOLES GRECS

Notation	Désignation	Unité
λ	Coefficient de perte de charge	
ν	viscosité cinématique	m^2/s
ε	Rugosité	mm
τ	Taux d'accroissement	
ρ	masse volumique de l'eau	kg/m^3
Δh	Perte de charge totale	m
Δh_l	Perte de charge linéaire	m
Δh_s	Perte de charge singulière	m

LISTE DES ACRONYMES

- AEP : Adduction d'Eau Potable
- BF : Borne Fontaine
- FTM : Foiben-Taosaritanin'i Madagasikara
- PEHD : Polyéthylène à Haute Densité
- PVC : Polychlorure de Venyle

INTRODUCTION

<<Sans eau, sans vie>>, l'eau est la base de la vie de tous les êtres vivants, elle est aussi indispensable au fonctionnement de nombreux secteurs comme l'agriculture, l'élevage, l'industrie et l'assainissement.

L'adduction d'eau est un domaine vaste et nécessite de nombreuses infrastructures pour son transport :

- Les ouvrages de captage ;
- Les réservoirs ;
- Les canalisations.

Il existe deux types d'adduction :

- par gravitation ;
- par refoulement

Pour l'adduction gravitaire, l'altitude de la source est supérieure à l'altitude du point de consommation ce qui explique l'écoulement de l'eau dû à la différence des niveaux hydrauliques et à la force de gravitation [1] ; tandis que l'adduction par refoulement se fait à l'aide de pompes [2].

Le présent mémoire se focalise sur l'adduction d'eau potable du village d'Ivononby, fokotany Andohafarihy, Commune Rurale d'Alakamisy, district d'Antsirabe II. Ce village ne dispose d'aucun système d'alimentation en eau potable. La principale source d'eau est la rivière d'Atsongolava. Cette rivière est utilisée pour les besoins quotidiens des villageois comme le lavage des linges, le besoin hygiénique, la préparation des aliments. En plus les paysans irriguent les rizières et arrosent les légumes avec l'eau provenant de cette rivière. En effet les maladies d'origine hydrique sont plus fréquentes et handicapent le développement de cette région. Toutefois, il existe deux captages d'eau situés à l'Ouest d'Ambatolampy pour approvisionner en eau potable ce village, l'un se trouve à 2.8 km et l'autre à 3 km. L'adduction que nous allons étudier dans ce mémoire est par gravitation. Les points que nous allons développer sont :

- le phénomène physique pour l'adduction d'eau par gravitation,
- l'approvisionnement en eau potable dans ce village,
- l'étude du dimensionnement du réservoir.

Ainsi des travaux ont été faits en fonction :

- du nombre d'habitants et leurs besoins journaliers d'eau;
- du débit de captage pour satisfaire ces besoins ;
- du dimensionnement du réseau de distribution.

Pour mener à bien ce travail, le mémoire comporte quatre parties réparties en quatre chapitres ;

La première partie comporte la généralité d'adduction d'eau potable (AEP).

La deuxième concerne les matériels et les méthodes utilisés.

La troisième partie va être orientée sur le résultat.

La dernière partie est consacrée à la discussion et on termine par une conclusion.

PARTIE I : GENERALITES

Chapitre-I GENERALITES SUR L'ADDUCTION D'EAU POTABLE (AEP)

I-1-Différents types d'AEP

On distingue en général deux types d'AEP :

I-1-1- Adduction par gravitation.

Un écoulement gravitaire est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force extérieure qui lui sera appliquée (conditionnée par la pente et par la pesanteur). Dans le cas d'une canalisation gravitaire [1], la source d'eau doit être située à une côte supérieure à celle du réservoir.

I-1-2-Adduction par refoulement.

L'adduction par refoulement est un écoulement, qui se fait sous l'action d'une force mécanique qui lui sera appliquée [2], dans ce cas la source d'eau doit se trouver à une côte inférieure à celle du réservoir.

I-2-Processus général pour une étude d'adduction d'eau.

Un réseau d'adduction d'eau constitue l'ensemble des moyens et des infrastructures dont on dispose pour transporter l'eau de la source jusqu'aux consommateurs. Un réseau d'eau doit être fiable et durable pour pouvoir répondre aux exigences des consommateurs.

En général, une étude d'adduction d'eau d'une ville ou d'un village est schématisée par :

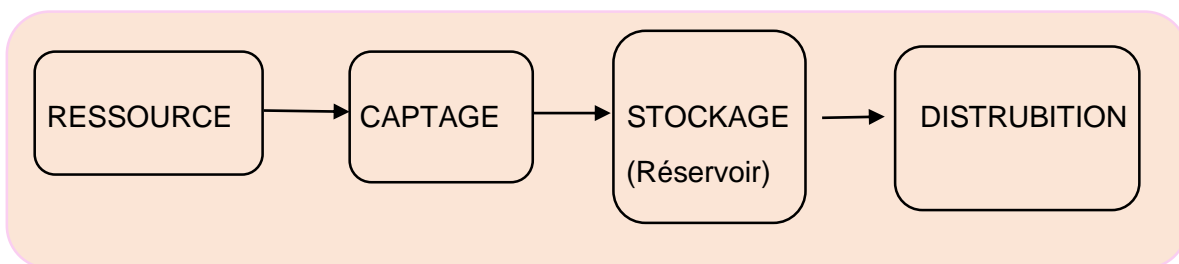


Figure 1: Schéma général d'un réseau d'adduction d'eau.

I-3- Ressources

Il y a trois types de ressource en eau [3]:

- les eaux de surface
- les eaux souterraines
- les sources

I-3-1-Les eaux de surface

Les eaux de surface sont les eaux qui ruissellent ou qui stagnent à la surface [4]. On peut distinguer : les fleuves, les lacs, les rivières, la mer...

I-3-2- Les eaux souterraines

Les eaux souterraines ne sont ni des lacs ni des cours d'eau souterrains : c'est l'eau contenue dans les roches poreuses saturées par les eaux de pluie qui se sont infiltrées et dépendant du contexte géologique du milieu [5].

I-3-3- Les sources

Les eaux souterraines qui surgissent à la surface s'appellent eau de source [6]. Elle est généralement à l'origine d'un cours d'eau. Il existe quelques approches permettant de classer les sources:

- selon leur pérennité ;
 - source pérenne
 - source saisonnière
 - source temporaire : source à débit discontinue même en régime non influencé.
- selon la nature de l'eau qui sort;
 - source minérale
 - source de Karst : source provenant du socle calcaire.
 - source hydrothermale ou géothermale : source d'eau chaude.
- Selon la manière dont l'eau atteint la surface ;
 - Source d'affleurement: Les sources d'affleurement sont alimentées par la partie inférieure de la nappe. Le fond de la vallée atteint la partie imperméable.

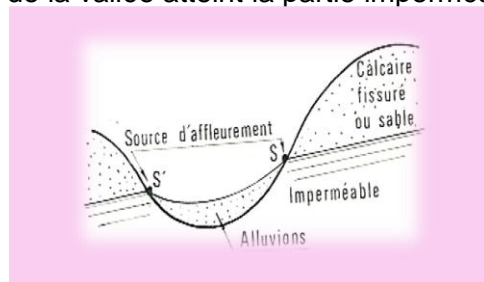


Figure 2: Source d'affleurement [7]

- Sources d'émergences: Ces sources sont alimentées par la partie supérieure de la nappe. Le fond de la vallée n'atteint pas la partie imperméable.

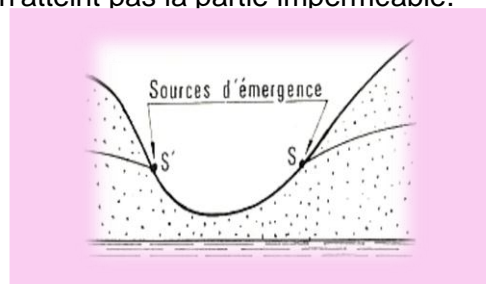


Figure 3: Source d'émergence [7]

• Source de déversement : Les sources de déversement prennent naissance dans les formations fissurées. L'eau apparaît au point de rencontre des fissures avec le flanc de la vallée.

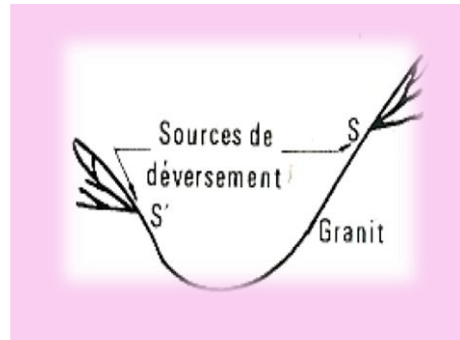


Figure 4: Source de déversement [7]

• Source artésienne ou jaillissante : issue d'une nappe captive. Il est à noter que ces sources sont les plus exploitées en milieu rural.

I-4- Le captage

Le captage est un dispositif de prélèvement d'eau : soit à partir d'une source qui sort naturellement de la terre, ou des eaux de surface comme les rivières, les lacs, les barrages. Il n'existe pas de modèle standard de captage des sources car les caractéristiques de chaque source ne sont pas identiques [8]. Néanmoins, le captage d'une source doit contenir les aménagements suivants :

- Une chambre de captage permettant de collecter le filet d'eau. Elle doit être faite en maçonnerie dans le cas d'un captage sur terrains rocheux, et elle doit être constituée d'une cavité propre et isolée par un lit d'argile dans le cas d'un captage sur terrain meuble.
- Un tuyau pour amener l'eau dans la chambre de captage vers l'installation de stockage et de distribution.



Photo 1: Captage de la source [8]

La photo 1 montre le captage de la source qui est constitué de chambres de captage rectangulaires en béton construit sur un terrain meuble où le recueil des filets d'eau se fait avant de passer dans les conduites jusqu'au réservoir de stockage.

I-5-Stockage

Le réservoir est un bassin de stockage d'eau qui se remplit au cours des faibles consommations et qui se vide pendant les périodes de fortes consommations [9]. Le réservoir d'eau potable joue les rôles de stabilisateur de la fourniture et de la pression. Il est constitué par:

- Une conduite d'entrée
- Une conduite de sortie
- Un trop plein
- Des conduites de vidange et des vannes nécessaires

I-6-Le réseau de distribution

La conduite reliant la prise d'eau au réservoir doit être de grandes dimensions pour pouvoir supporter un grand débit. Il en est de même pour la conduite sortant du réservoir de stockage ce qui constitue les conduites maitresses de l'approvisionnement. Des conduites secondaires de dimension plus petites y sont branchées. Cet ensemble forme ainsi le réseau de distribution. C'est l'infrastructure la plus importante du réseau global, car il s'étend sur toute la surface de l'agglomération. Il y a deux géométries de réseau sont possibles [9]:

- réseau ramifié,
- réseau maillé.

I-6-1 Réseau ramifié

Le réseau ramifié est formé de plusieurs ramifications à partir de la conduite principale, on y branche les conduites secondaires, tertiaires, etc. pour transporter l'eau jusqu'à chaque borne fontaine. Pour le réseau ramifié l'eau dans la conduite s'écoule dans un même sens [10]. La figure suivante montre ce type de réseau.

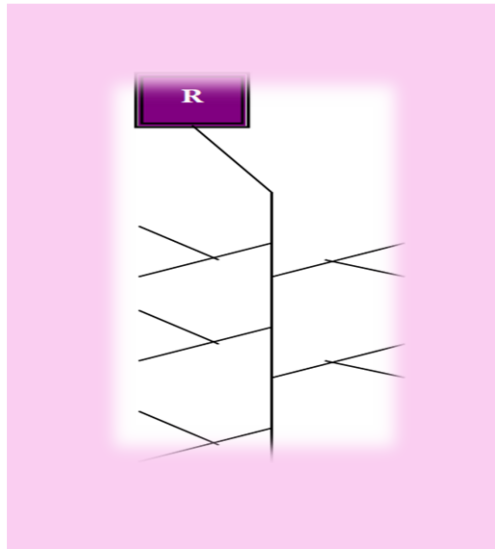


Figure 5: Réseau ramifié [10]

I-6-2 Réseau maillé

Le réseau maillé est un réseau formé par un ensemble de plusieurs boucles. L'eau s'écoule dans des sens différents selon la demande de certaines conduites [10]. La figure suivante représente ce type de réseau.

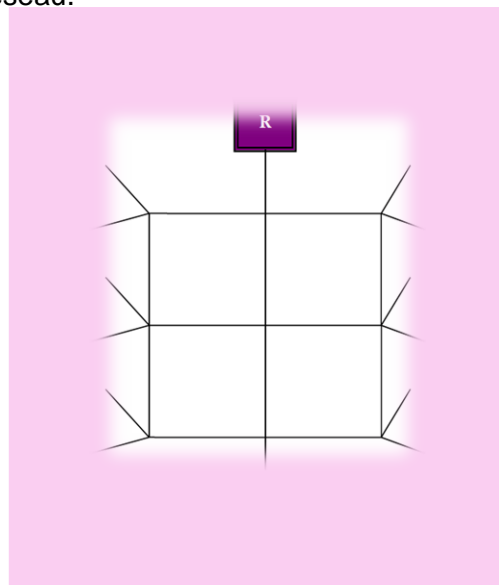


Figure 6: Réseau maillé [10]

I-7 Outils nécessaires pour l'adduction d'eau

Pour faire l'installation de distribution, plusieurs accessoires sont nécessaires [11] :

I-7-1 La plaque pleine

La plaque pleine est un accessoire en bouchon monté à l'extrémité d'une conduite pour arrêter la circulation des eaux.



Photo 2: Plaque pleine [11]

I-7-2 Les coudes

Ce sont des accessoires de déviation de la direction de circulation des eaux, il y a plusieurs types de coude selon les angles.



Photo 3: Coudes [11]

I-7-3 Les Tés

Les Tés sont des accessoires en forme de "T". Il est utilisé pour raccorder des canalisations secondaires aux canalisations principales.



Photo 4: Tés

I-7-4 Le cône de réduction à brides major

Ce sont des instruments pour connecter deux conduites de diamètre différent, du grand au petit ou inversement.



Photo 5: Cônes de réduction à brides major [11]

I-7-5 Les raccords à brides major

C'est un outil qui est monté avant l'entrée et après la sortie de chaque regard. Il s'attache à la conduite en plastique pour lui permettre de se lier aux accessoires en fonte.



Photo 6: Raccord à brides major [11]

I-7-6 Les vannes de sectionnement

Les vannes de sectionnement sont appelées aussi robinet-vanne, elles servent à isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux.



Photo 7: Vanne de sectionnement [11]

I-7-7 Les manchettes de traversée

C'est un accessoire en fonte qui a un rôle très important. Elle supporte le poids du béton formant le mur du regard et de protéger la conduite en plastique lors de la traversée de ce mur. La figure ci-après représente la manchette de traversée.



Photo 8: Manchette de traversée [11]

PARTIE II : MATERIELS ET METHODES

Chapitre-II LA ZONE D'ETUDE

II-1 Situation géographique

lavonomby : zone d'étude un des quartiers du Fokontany Andohafarihy ; il fait partie de la commune rurale Alakamisy district d'Antsirabe II.

Administrativement, ce village est intégré à la province d'Antananarivo et à la Région Vakinankaratra.

La figure suivante représente la portion topographique de la région Vakinankaratra, établie par le Foiben-Taosaritanin'i Madagasikara (FTM)

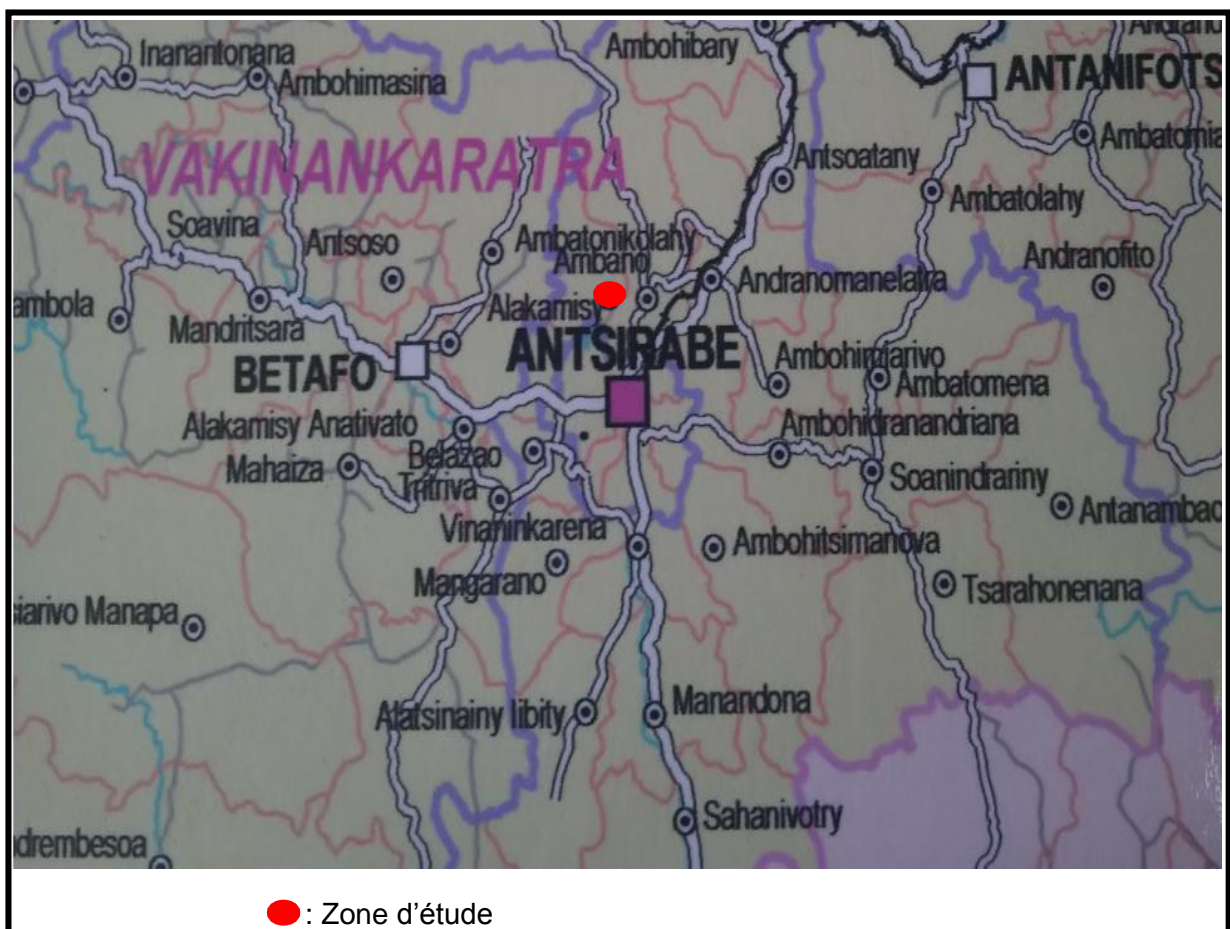


Figure 7: Portion de la carte topographique de la Région Vakinankaratra produite par FTM (échelle 1/1 000 000)

La Commune rurale Alakamisy et le Fokontany Andohafarihy sont représentés dans la figure suivante.

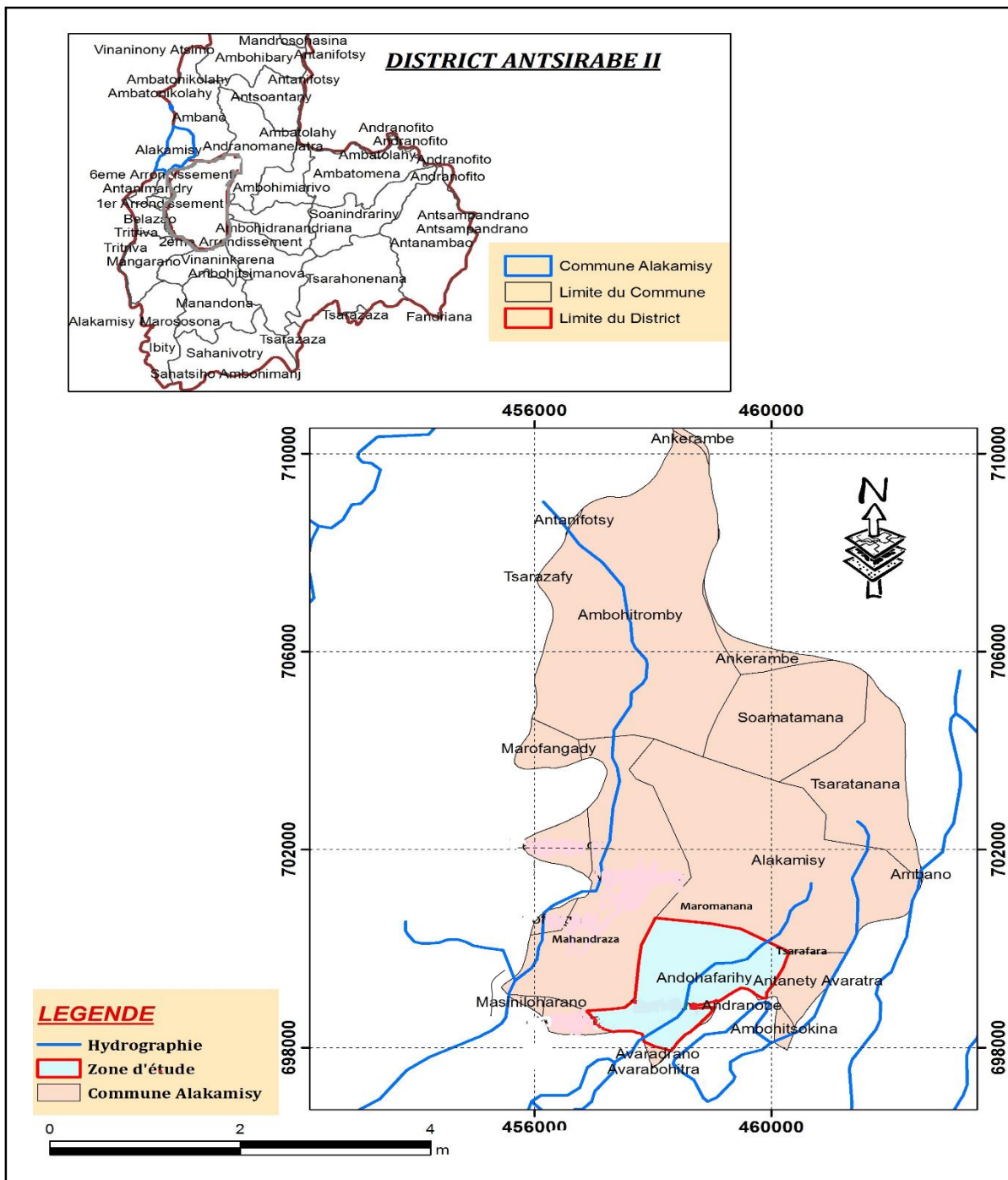


Figure 8: Commune rurale Alakamisy et le Fokontany Andohafarihy.

II-2- Localisation de la zone d'étude

Le village d'Ivononjy est délimité :

- Au Nord par le Fokontany Maromanana ;
- Au Sud par le Fokontany Andohafarihy ;
- A l'Est par le Fokontany Tsarafara ;
- A l'Ouest par le Fokontany Mahandraza

Plus précisément il est représenté par la photo n°9 produite par EUROPA TECHNOLOGIES [12]



Photo 9: Vue satellitaire de la zone d'étude

● : Zone d'étude

Pour obtenir les coordonnées de la zone d'étude, on utilise le curseur de l'ordinateur sur le site à l'endroit exact où les travaux ont été effectués.

- Latitude : 19° 53'12.76".
- Longitude : 46°54'07.52".
- Altitude : 1510m.

II-3-Pluviosité

Les courbes pluviométriques (Figure n°9) représentent la saison sèche marqué du mois de mai jusqu'au mois de septembre avec la précipitation mensuelle inférieure à 30 mm ; le total annuel dépasse 1400 mm et augmente avec l'altitude [13], [14].

Le tableau n°1 donne la moyenne mensuelle des précipitations.

Tableau 1: Données pluviométriques [13]

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Antsirabe 1506 m	311	252	205	82	31	12	12	18	22	83	163	275	1466mm

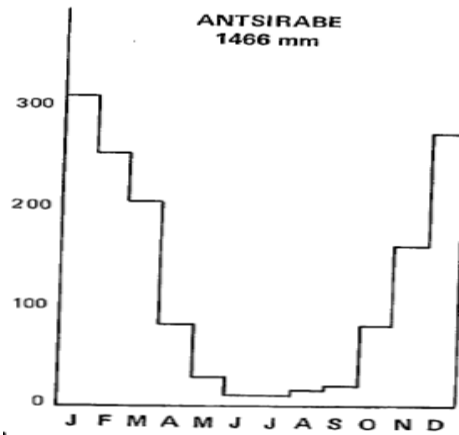


Figure 9 : Précipitation mensuelle [14]

II-4 Températures

Des relevés réguliers de la température ont eu lieu dans les stations d'Antsirabe. Toutefois des extrapolations pour une dénivellation de 100 m avec un gradient de température de 0.55 à 0.60 °C ont été faites [14].

Tableau 2 : Températures moyennes mensuelles [13]

Station	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
Antsirabe	19°8	19°6	19°2	17°8	15°2	13°2	12°6	13°3	15°4	17°6	18°9	19°6	16°9

Dans le cadre de cette étude descriptive, la figure suivante (figure 10) représente la courbe de variation de la température et la précipitation mensuelle dans la zone d'Antsirabe. Cette courbe a été obtenue à partir de tableaux 1 et 2.

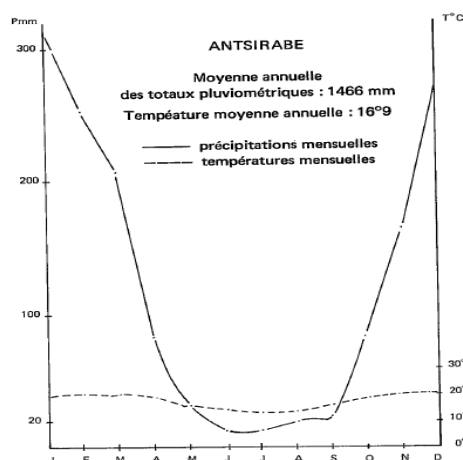


Figure 10 : Courbes ombrothermiques [14]

II-5-Réseaux hydrologiques

Le village d'Iavonomby est traversé par la rivière d'Iandratsay et la rivière d'Atsongolava qui se trouvent à l'Ouest de ce village. Ce dernier alimente le Fokontany dans les opérations d'irrigation et les besoins journalières de la population.

Deux sources se trouvent à l'Ouest d'Ambatolampy, elles ont été choisies pour leurs altitudes pour alimenter l'eau potable de ce village par moyen gravitaire.



Photo 10: Source 1



Photo 11: source 2

Chapitre-III **DISPOSITIF EXPERIMENTAL**

III-1-Matériels utilisés

Pour faire l'étude de ce mémoire, les dispositifs utilisés sont :

- chronomètre
- altimètre
- bois rond 50 cm de longueur
- seau 12l
- tuyau PVC de diamètre 50 mm et de longueur 80 cm
- coude 45°

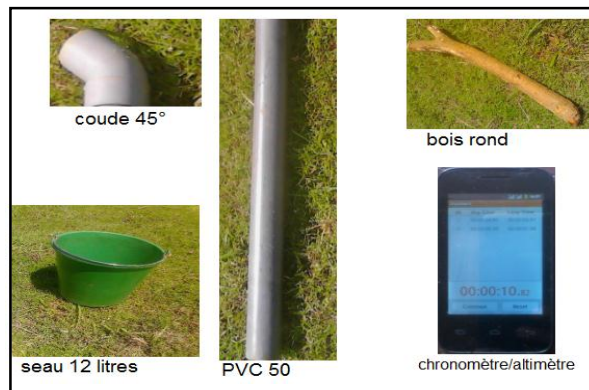


Photo 12 : Matériels utilisés

III-1-2- Objectif

Le but de ce travail est :

- de mesurer le débit de deux sources afin de connaître la quantité d'eau qu'elles produisent pendant la journée.
- de connaître les besoins journaliers de la population dans le village d'Iavonomby.

III-1-3 Mode opératoire

Les eaux de deux sources sont recueillies et dirigées dans un seau de 12 litres à l'aide d'un tuyau PVC de 50 mm de diamètre. L'extrémité du tuyau PVC placée sur la source pour collecter l'eau et l'autre contient un coude de 45° pour récupérer l'eau dans le seau. On utilise un chronomètre afin de mesurer le temps de remplissage du seau. En plus, on utilise un bois rond de 50 cm de longueur pour soutenir le tuyau pendant la mesure. D'autre part, pour le besoin de notre étude, on détermine les altitudes des différents points en utilisant un téléphone avec une application appelée altimètre.

III-1-4 Prise de mesure

Les deux sources sont dans un même endroit mais avec des altitudes différentes et la distance qui les sépare est de 200 m. La source 1 provient de l'eau souterrain et qui ruisselle à la surface (photo 13) et la source 2 provient d'un ruissellement entre les roches (photo 14).



Photo 13: Mesure de débit de la source 1



Photo 14: Mesure de débit de la source 2

III-2- Méthodologie

L'objectif de ce paragraphe consiste à choisir les méthodes expérimentales et les formules utilisées pour réaliser ce travail :

- une phase de mesure par descente sur terrain ;
- une phase d'enquête pour la collecte des données complémentaires ;
- une étude théorique

III-2-1- Mesure de débit

Le temps de remplissage de seau pour les deux sources est mesuré à l'aide d'un chronomètre. Les résultats de mesure sont enregistrés dans le tableau type ci-après :

Tableau 3 : Type de tableau à remplir pour la mesure du débit

Sources	Temps de remplissage (s)	Débit (l/s)
1	T_1	Q_1
2	T_2	Q_2

T_1 et T_2 sont les temps de remplissage respectivement pour la source 1 et la source 2
 Q_1 , Q_2 : Les débits de chaque source.

III-2-2-Descente sur terrain et collecte des données complémentaires

III-2-2-1 Besoin journalier

Le besoin en eau est établi à partir du nombre d'habitant dans le village d'Ivonombly qui se répartit en six (06) quartiers.

III-2-2-2 Altitude de lieux et distance

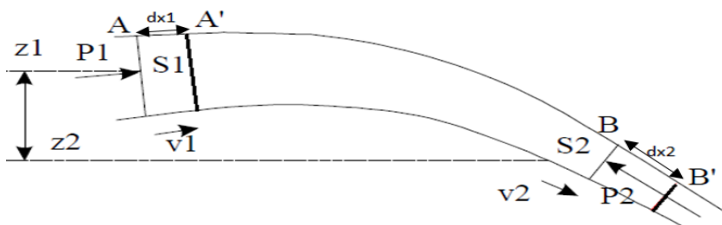
Pour mener à bien notre étude, il est nécessaire de connaître les données complémentaires comme les altitudes et les distances des lieux d'études.

III-2-3- Etude théorique

L'objectif de ce paragraphe consiste à établir les formules et les théorèmes appliqués à l'adduction d'eau.

III-2-3-1 Théorème de Bernoulli

Pour établir le théorème de Bernoulli ; on considère une conduite d'un fluide incompressible (liquide) et le liquide qui le contient animé d'un écoulement permanent isovolume, entre les sections S1 et S2 qui représente dans la figure ci-dessous, entre lesquelles aucune machine hydraulique.



Soient P1 et P2, v1 et v2 sont les pressions et les vitesses en A et B.

$$\frac{1}{2g}v^2 + \frac{P}{\rho g} + z = H = Ct : \text{Cas d'un fluide parfait} \quad (1)$$

Avec :

- $\frac{1}{2g}v^2$: hauteur cinétique,
- $\frac{P}{\rho g}$: hauteur de pression,
- z : côte,
- H : hauteur totale,
- $\frac{P}{\rho g} + z$: hauteur piézométrique.

Tous les termes sont exprimés dans la dimension de la hauteur.

$$\frac{1}{2g} v_1^2 + \frac{P_1}{\rho g} + z_1 = \frac{1}{2g} v_2^2 + \frac{P_2}{\rho g} + z_2 + \Delta h : \text{Cas d'un fluide réel} \quad (2)$$

Avec Δh : perte de charge

III-2-3-2 Pertes de charge

Les pertes de charge se composent de deux parties : les pertes de charges linéaires Δh_l et les pertes de charges singulières Δh_s .

Les pertes de charges totales sont : $\Delta h = \Delta h_l + \Delta h_s$

III-2-3-2-1 Pertes de charges linéaires

Les pertes de charge linéaire sont exprimées par la formule suivante [15]:

$$\Delta h_l = j * L \quad (3)$$

Avec :

- j : Gradient des pertes de charge linéaire
- L : longueur de la conduite (m)

III-2-3-2-1-a Gradient des pertes de charge linéaire

D'après Darcy-Weibach [16], le gradient de perte de charge linéaire est donné par l'équation suivante :

$$j = \frac{\lambda}{D} * \frac{V^2}{2g} \quad (4)$$

Avec :

- V : vitesse d'écoulement (m/s),
- g : accélération de la pesanteur (9,81 m/s²),
- D : diamètre de la conduite (m),
- λ : coefficient de perte de charge linéaire sans dimension.

III-2-3-2-1-b calcul du coefficient λ [17]

❖ Formule de Poiseuille

En régime d'écoulement laminaire, λ est indépendant de la rugosité du conduit.

$$\lambda = \frac{R_e}{64} \quad (5)$$

$$\text{Avec : } R_e = \frac{VD}{\nu} \quad (6)$$

R_e : Nombre de Reynolds

$\nu = 10^{-6} m^2/s$: C'est la viscosité cinématique de l'eau [18].

❖ Formule de Blasius

On utilise la formule de Blasius si le régime d'écoulement est turbulent lisse, le nombre de Reynolds compris entre : $2000 < R_e < 10^5$

$$\lambda = 0.316 R_e^{-0.25} \quad (7)$$

❖ Formule de Blench

En régime d'écoulement turbulent rugueux : $R_e > 10^5$

On exprime l'expression de λ en fonction de la rugosité ε de la paroi et le diamètre D de la conduite :

$$\lambda = 0.79 * \sqrt{\frac{\varepsilon}{D}} \quad (8)$$

Les valeurs de ε dépendent du type de matériau utilisé, on admet les valeurs suivantes :

- pour les conduites en PVC, $\varepsilon = 0.1 \text{ mm}$
- pour les conduites PEHD, $\varepsilon = 0.1 \text{ mm}$
- pour les conduites en fonte ductile, $\varepsilon = 1 \text{ mm}$.

III-2-3-2-2 Pertes de charges singulières

Les pertes de charges singulières se produisent quand il y a perturbation de l'écoulement normal, décollement des parois et formation de tourbillons aux endroits où il y a changement de section ou de direction [19]. La formule utilisée pour déterminer leurs valeurs est donnée comme suit :

$$\Delta h_s = K_s \frac{v^2}{2g} \quad (9)$$

Avec : K_s Coefficient dépendant de la singularité.

On peut calculer aussi la perte de charge singulière pour le tuyau PVC et PEHD [20] :

$$\Delta h_s = 0.000831 * (Q)^{1.75} * (D)^{-4.75} \quad (10)$$

Q : débit de l'écoulement

D : diamètre de la conduite

III-2-3-3 Vitesse

Pour obtenir une bonne qualité de l'eau distribuée, les vitesses d'eau dans la conduite doivent être dans le domaine des valeurs suivantes [21] :

- la vitesse minimale est de 0.30 m/s, c'est la valeur minimale pour éviter la formation de dépôts dans les conduites,
- et pour éviter le coup de bélier la vitesse maximale de l'eau dans la conduite est de 1.5 m/s

III-2-3-4 Débit [22]

Le débit d'eau dans la canalisation en charge est donné par la formule suivante :

$$Q = V * S \quad (11)$$

Avec :

- Q : débit (m^3/s)
- V : vitesse de l'eau (m/s)
- S : section de la conduite (m^2)

III-2-3-5 Diamètre de la conduite

Le diamètre de la conduite dépend le débit, d'après la formule de BRESSE [23] on a l'expression suivante :

$$D = 1.5 * \sqrt{Q} \quad (12)$$

Avec :

- D : diamètre de la conduite (mm),
- Q : débit de l'eau dans la conduite (m^3/s)

III-2-3-6 Capacité du réservoir

La capacité du réservoir est déterminée par la formule suivante [24] :

$$V_R = \frac{\text{valeur max [Ecart}(V_{ac}-V_{pc})]}{1000} \quad (13)$$

Avec :

- V_R : capacité du réservoir (m^3)
- V_{ac} : volume d'apport cumulé (l)
- V_{pc} : volume de prélèvement cumulé (l)

Afin de déterminer ces paramètres, il faut calculer d'abord le volume d'apport et le volume de prélèvement.

III-2-3-7 Temps de vidange

La vidange du réservoir est nécessaire, lorsqu'il y a un nettoyage ou une réparation à faire.

La formule ci-dessus permet de calculer le temps de vidange T_V :

$$T_V = \frac{V}{Q_s} \quad (14)$$

Avec :

- V est la capacité ou volume du réservoir (m^3)
- Q_s est le débit qui sort dans la conduite de vidange.

Afin de déterminer le débit qui sort dans la conduite de vidange, le débit volumique se conserve entre la section d'entrée et la section de sortie c'est-à-dire :

$$Q_e = Q_s$$

Avec Q_e est le débit qui entre dans le réservoir.

PARTIE III : RESULTAT ET INTERPRETATION

Chapitre-IV RESULTAT

IV-1 Résultat de mesure

IV-1-1 Source 1

Le temps de remplissage du seau indiqué par le chronomètre est de 50 secondes.

Le débit correspondant est de $Q_1 = 0.24 \text{ l/s}$

IV-1-2 Source 2

Le temps de remplissage du seau de 12l est de 65 secondes.

Le débit correspondant est : $Q_2 = 0.18 \text{ l/s}$

IV-1-3 Tableau de mesure de débit.

Le temps de remplissage du seau à partir de ces 2 sources n'est pas le même. Il en est ainsi pour le débit.

Tableau 4 : Résultat de mesure du débit

Sources	Temps de remplissage (s)	Débit (l/s)
1	50	0.24
2	65	0.18

Le débit total est la somme du débit des deux sources.

$$Q_T = Q_1 + Q_2 \quad (15)$$

- Q_T : débit total
- Q_1 : débit de la source 1
- Q_2 : débit de la source 2

$$Q_T = 0.24 \text{ l/s} + 0.18 \text{ l/s}$$

$$\rightarrow Q_T = 0.42 \text{ l/s}$$

Nous en déduisons le débit journalier Q_j

$$Q_j = 36.288 \text{ m}^3/\text{j}$$

IV-1-4- Nombre d'habitants avec leurs besoins journaliers

Le besoin en eau de la population dans le village d'Iavonomby est en moyenne de 35 litres/habitant/jour, suivant une enquête menée dans ce village.

Le tableau qui suit résume ces données.

Tableau 5 : Nombre d'habitant avec leurs besoins journaliers

Quartier	Nombre d'habitant	Besoin par personne (l/j/pers)	Besoin journalier (l/j)
Antampiniavonomby	140	35	4900
Mangarano	25		875
Iavonomby Ambony	35		1225
Iavonomby Afovoany	80		2800
Fierenana	210		7350
Iavonomby Ambany	110		3850

Suite aux enquêtes effectuées auprès du Président du Fokontany, le nombre de la population dans le village pour l'année 2016 est de 585 habitants et actuellement en année 2018 il est de 600. Pour le besoin de cette étude, ces données permettent de déterminer les taux d'accroissement \mathcal{T} de la population par la formule suivante [25] :

$$\mathcal{T} = \frac{N - N_0}{N_0} * 100 \quad (16)$$

$N=600$, nombre d'habitant pour l'année 2018 ;

$N_0 =585$, nombre d'habitant pour l'année 2016

$$\mathcal{T} = 2.5\%$$

Conclusion :

D'après les résultats ci-dessus, le nombre total de la population actuel dans le village d'Iavonomby est de 600 habitants avec un taux d'accroissement de 2.5%. Et le besoin est de 21000l/j ou 21m³/j.

IV-2- Données de base de la zone d'étude

IV-2-1 Altitude des lieux d'études

Pour déterminer les altitudes des points indiqués sur la figure 11, on utilise un téléphone avec une application appelée altimètre.

Les résultats sont réunis dans le tableau 6

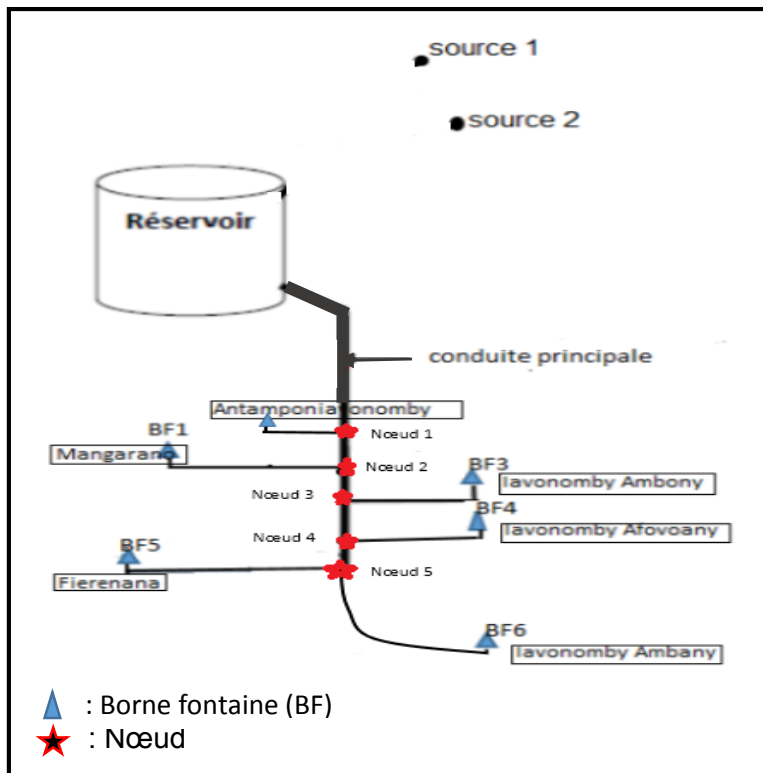


Figure 11: Réseau de distribution.

Tableau 6 : Altitude des lieux d'études

Points	Altitudes (m)
Source 1	1597
Source 2	1580
Réservoir	1560
Nœud 1	1520
Nœud 2	1510
Nœud 3	1508
Nœud 4	1506
Nœud 5	1504

IV-2-2 Distance entre les lieux d'études

Tableau 7 : Distance entre les lieux d'études

Points	Distances (m)
Source 1- Réservoir	500
Source 2- Réservoir	700
Réservoir- Nœud 1	1300
Nœud 1- Nœud 2	100
Nœud 2- Nœud 3	400
Nœud 3- Nœud 4	500
Nœud 4- Nœud 5	100

IV-2-3 Coefficient de répartition

L'enquête auprès des bénéficiaires dans le village d'Ivononby permet de connaître le coefficient de répartition. Ce coefficient est la moyenne de la répartition journalière de puisage de l'eau. Le tableau suivant résume l'horaire et le pourcentage de puisage pour chaque tranche d'heure.

Tableau 8 : Horaire et pourcentage de puisage pour chaque tranche d'heure

Tranche	04h à 07h	07h à 10h	10h à 14h	14h à 16h	16h à 18h	18h à 19h	19h à 4h
Coefficient de répartition	16%	24%	16%	16%	18%	10%	0%

IV-2-4 Profil en long de la conduite

IV-2-4-1 Profil en long de la conduite entre la source 1 et le réservoir

Le tableau ci-après présente le détail de profil entre la source1 et le réservoir.

Tableau 9 : Valeur de profil entre la source 1 et le réservoir

Point	Distance entre le point (m)	Distance cumulatif (m)	Côte (m)	observation
1	0	0	1597	Source1
2	50	50	1590	
3	50	100	1587	
4	50	150	1591	
5	50	200	1589	
6	50	250	1570	
7	50	300	1569	
8	50	350	1565	
9	50	400	1563	
10	50	450	1561	
11	50	500	1560	
Total	500			

IV-2-4-2 Profil en long de la conduite entre la source 2 et le réservoir

Le détail de profil pour la source 2 et le réservoir est représenté dans le tableau 10.

Tableau 10 : Détail de profil entre la source 2 et le réservoir

Point	Distance entre le point (m)	Distance cumulatif (m)	Côte(m)	observation
1	0	0	1580	Source 2
2	70	70	1579	
3	70	140	1576	
4	70	210	1576	
5	70	280	1575	
6	70	350	1570	
7	70	420	1573	
8	70	490	1568	
9	70	560	1565	
10	70	630	1562	
11	70	700	1560	
Total	700			

IV-2-5- Remarque

Toutes ces données sont maintenant complètes alors on pourra entamer le traitement des données.

IV-3 Traitements des données

IV-3-1 Diamètre de la conduite

Les deux diamètres allant des sources 1 et 2 au réservoir sont différents.

IV-3-1-1 Source 1- réservoir

D'après la recherche effectuée par BRESSE [20], le diamètre de la conduite est calculé par la formule ci-après :

$$D_1 = 1.5 * \sqrt{Q_1} \quad (17)$$

- D_1 : diamètre de la conduite entre la source 1 et le réservoir
- Q_1 : débit de la source 1, $Q_1 = 0.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

$$D_1 = 1.5 * \sqrt{0.24 \cdot 10^{-3}} = 0.02323\text{m} = 23.23\text{mm}$$

VI-3-1-2 Source 2- réservoir

De même le diamètre de la conduite entre la source 2 et le réservoir est donné par:

$$D_2 = 1.5 * \sqrt{Q_2} \quad (18)$$

- D_2 : diamètre de la conduite entre la source 2 et le réservoir
- Q_2 : débit de la source 2, $Q_2 = 0.18 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$

$$D_2 = 1.5 * \sqrt{0.18 \cdot 10^{-3}} = 0.0201\text{m} = 20.1\text{mm}$$

VI-3-1-3 Courbe de variation du diamètre

On peut présenter graphiquement la courbe qui représente la variation du diamètre en fonction du débit

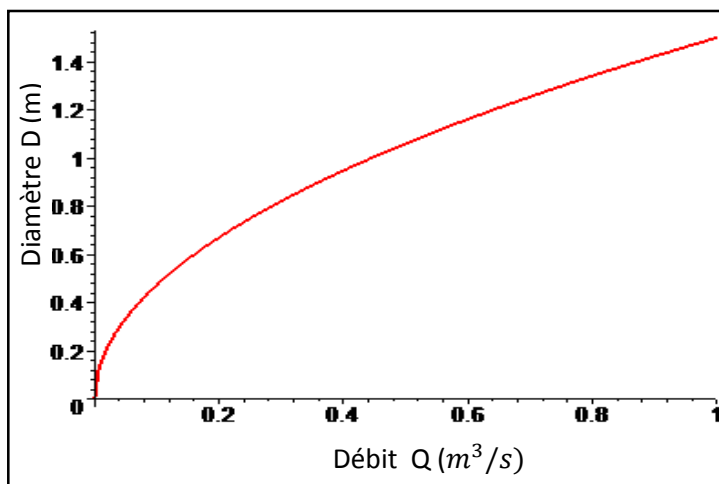


Figure 12: Courbe de variation de diamètre.

Le diamètre dépend du débit de l'eau qui traverse la conduite. La courbe ci-dessus montre que le diamètre augmente lorsque le débit croit. Par conséquent le débit de l'eau dans la conduite joue un rôle très important pour le dimensionnement.

IV-3-2 Calcul de la perte de charge

IV-3-2-1 Perte de charge linéaire entre la source 1 et le réservoir

$$\Delta h_{l_1} = j_1 * L_1 = \frac{\lambda}{D_1} * \frac{V_1^2}{2g} * L_1 \quad (19)$$

L_1 est la distance entre la source 1 et le réservoir. $L_1 = 500m$

➤ Calcul du coefficient de perte de charge λ

La valeur du coefficient de perte de charge λ dépend du régime de l'écoulement. Pour cela, on détermine la valeur de nombre de Reynolds R_e :

$$R_e = \frac{V_1 * D_1}{\nu} \quad (20)$$

La viscosité cinématique ν de l'eau est de $10^{-6}m^2/s$

La vitesse V_1 est obtenue par la relation de continuité suivante :

$$Q_1 = S_1 * V_1 \quad (21)$$

$$\rightarrow V_1 = \frac{4 * Q_1}{\pi * D_1^2} = \frac{4 * 0.2410^{-3}}{\pi * (23.2310^{-3})^2} = 0.566m/s$$

Ainsi le nombre de Reynolds est :

$$R_e = \frac{0.566 * 23.2310^{-3}}{10^{-6}} = 13148.18$$

Ce nombre est supérieur à 2000 ce qui permet de conclure que le régime d'écoulement entre la source 1 et le réservoir est turbulent. La formule de Blasius permet de calculer la valeur du coefficient de perte de charge λ .

$$\lambda = 0.316 R_e^{-0.25} = 0.316 * (13148.18)^{-0.25} = 0.029$$

La perte de charge Δh_{l_1} est :

$$\Delta h_{l_1} = 0.029 \frac{(0.566)^2}{2 * 9.8} * \frac{500}{23.2310^{-3}} = 10.7m$$

IV-3-2-2 Perte de charge linéaire entre la source 2 et le réservoir

$$\Delta h_{l_2} = j_2 * L_2 = \frac{\lambda}{D_2} * \frac{V_2^2}{2g} * L_2 \quad (22)$$

L_2 Est la distance entre la source 2 et le réservoir. $L_2 = 700m$

La démarche pour calculer la vitesse V_2 , le nombre de Reynolds R_e , le coefficient de perte de charge λ est analogue à celui qu'on avait fait précédemment.

Et ça donne comme résultat :

- $V_2 = 0.567m/s$
- $R_e = 11396.7$
- $\lambda = 0.03$

La perte de charge Δh_{l_2} est :

$$\Delta h_{l_2} = 0.03 * \frac{(0.567)^2}{2 * 9.8} * \frac{700}{20.110^{-3}} = 17m$$

IV-3-2-3 Perte de charge singulière entre la source 1 et le réservoir

On peut calculer la perte de charge singulière pour les tuyaux en plastique par la formule suivante [19] :

$$\Delta h_{s_1} = 0.000831 * (Q_1)^{1.75} * (D_1)^{-4.75} \quad (23)$$

$$\Delta h_{s_1} = 0.000831 * (0.2410^{-3})^{1.75} * (23.2310^{-3})^{-4.75} = 0.022m$$

IV-3-2-4 Perte de charge singulière entre la source 2 et le réservoir

$$\Delta h_{s_2} = 0.000831 * (Q_2)^{1.75} * (D_2)^{-4.75} \quad (24)$$

$$\Delta h_{s_2} = 0.000831 * (0.18 \cdot 10^{-3})^{1.75} * (20.110^{-3})^{-4.75} = 0.027m$$

Remarquons que les pertes de charge singulières sont plus petites par rapport aux pertes de charge linéaires.

IV-3-3 Dimensionnement du réseau de distribution [26]

La dimension du réseau de distribution est basée sur le calcul des paramètres dans le tableau suivant :

Tableau 11 : Calcul du dimensionnement du réseau de distribution

Tranche	04h à 07h	07h à 10h	10h à 14h	14h à 16h	16h à 18h	18h à 19h	19h à 4h	Total
Coefficient de répartition	16%	24%	16%	16%	18%	10%	0%	100%
Durée (h)	3	3	4	2	2	1	9	24
Apport par tranche (l)	4536	4536	6048	3024	3024	1512	13608	36288
Prélèvement par tranche (l)	3360	5040	3360	3360	3780	2100	0	21000
Apport cumulé V_{ac} (l)	4536	9072	15120	18144	21168	22680	36288	
Prélèvement cumulé V_{pc} (l)	3360	8400	11760	15120	18900	21000	21000	
Ecart ($V_{ac} - V_{pc}$)	1176	672	3360	3024	2268	1680	15288	
$Q_{tr} \left(\frac{l}{s} \right)$	0.311	0.466	0.233	0.466	0.525	0.583	0	

Mode de calcul

- Apport par tranche :

L'apport par tranche est l'évaluation de l'apport de la source (0.42 l/s) pour chaque tranche d'heure. La formule suivante peut déterminer l'apport par tranche et de le convertir en fonction de l'heure.

$$\boxed{\text{Apport par tranche} = \text{durée} \times \text{apport de la source} \times 3600} \quad (25)$$

- Prélèvement par tranche :

La répartition de la consommation totale journalière B suivant les tranches d'heure est le prélèvement par tranche. On a la formule :

$$\boxed{\text{Prélèvement par tranche} = B \times \text{coefficient de répartition}} \quad (26)$$

- Débit par tranche :

Le débit par tranche Q_{tr} est représenté en litre par seconde. La formule suivante peut le déterminer

$$\boxed{Q_{tr} = \text{Prélèvement par tranche} / \text{durée}} \quad (27)$$

Le débit par tranche maximale est : $Q_{tr,max} = 0.58l/s$

- Calcul du coefficient de point C_p :

Le coefficient de point C_p est le rapport entre le débit $Q_{tr,max}$ et la somme des débits moyenne journalière Q_m

$$C_p = \frac{Q_{tr,max}}{\sum Q_m} \quad (28)$$

Avec $\sum Q_m = 0.24l/j$

$$C_p = \frac{0.583}{0.24} = 2.43$$

IV-3-4 Capacité du réservoir

D'après la relation (17) la capacité du réservoir est :

$$V_R = \frac{\text{valeur max [Ecart}(V_{ac}-V_{pc})]}{1000}$$

Avec : $\text{Ecart}(V_{ac} - V_{pc}) = 15288l$

Donc d'après ce calcul la capacité du réservoir est de $15.288 m^3$.

Dans notre cas, on choisit un réservoir cylindrique de 2 m de hauteur et de 3.12 m de diamètre intérieur.

IV-3-5 Temps de remplissage du réservoir

Pour déterminer le temps de remplissage du réservoir, on peut utiliser la formule suivante :

$$T_R = \frac{V_R}{Q} \quad (29)$$

V : capacité ou volume de réservoir

Q : débit de deux sources

T_R : temps de remplissage

$$T_R = \frac{15288}{0.42} = 36400s = 10h$$

Lorsque tous les robinets sont fermés, le réservoir alimenté par les deux sources est rempli après 10 heures de temps.

IV-3-6 Temps de vidange

Le temps de vidange du réservoir peut être obtenu en utilisant la relation (14)

$$T_V = \frac{V}{Q_s}$$

$$T_V = \frac{15288}{0.42} = 36400s = 10h$$

Ce temps est de 10heures comme pour le remplissage.

IV-3-7 Calcul des débits aux bornes fontaines (Q_{BF})

Pour avoir le débit de la borne fontaine, il est nécessaire de savoir les débits dans les différents points Q_p . Ils sont déterminés par la relation suivante :

$$Q_p = Q_m * C_p \tag{30}$$

Le débit de la borne fontaine est alors donné par la relation :

$$Q_{BF} = \max(Q_p ; 0.2) \tag{31}$$

Le débit Q_{BF} est le maximal entre la valeur de Q_p et 0.2 l/s puisque la norme au niveau des bornes fontaines ne doit pas être inférieure à 0.2l/s [21].

Le tableau 12 résume le résultat des débits de chaque BF.

Tableau 12 : Débit de chaque BF

	Q_m (l/s)	C_p	Q_p (l/s)	Q_{BF} (l/s)
BF_1	0.056	2.43	0.136	0.2
BF_2	0.010		0.024	0.2
BF_3	0.014		0.034	0.2
BF_4	0.032		0.077	0.2
BF_5	0.085		0.206	0.206
BF_6	0.044		0.106	0.2

A partir des Q_{BF} , on peut calculer les débits de l'eau dans chaque tronçon en faisant la somme des débits de l'aval et de l'amont des tronçons. Les résultats sont donnés dans le tableau 13.

Tableau 13 : Débit de chaque tronçon.

Tronçon	$Q_{tronçon}$ (l/s)
Reservoir – Nœud1	1.206
Nœud1 – BF_1	0.2
Nœud1 – Nœud2	1.006
Nœud2 – BF_2	0.2
Nœud2 – Nœud3	0.806
Nœud3 – BF_3	0.2
Nœud3 – Nœud4	0.606
Nœud4 – BF_4	0.2
Nœud4 – Nœud5	0.406
Nœud5 – BF_5	0.206
Nœud5 – BF_6	0.2

D'après le tableau 13, on en déduit le diamètre de chaque tronçon en utilisant la formule de BRESSE, et résumé dans le tableau suivant.

Tableau 14 : Diamètre de chaque tronçon.

Tronçon	diamètre (mm)
<i>Reservoir</i> – Nœud1	52
Nœud1 – BF_1	20
Nœud1 – Nœud2	47
Nœud2 – BF_2	20
Nœud2 – Nœud3	42
Nœud3 – BF_3	20
Nœud3 – Nœud4	36
Nœud4 – BF_4	20
Nœud4 – Nœud5	30
Nœud5 – BF_5	20
Nœud5 – BF_6	20

IV-3-8 Etude de pression

Lorsque le débit et le diamètre de chaque tronçon sont déterminés, on peut trouver la vitesse de chaque tronçon par la relation de continuité ainsi que la perte de charge. Lorsque tous les paramètres sont déterminés on procède au calcul des niveaux piézométriques en amont et en aval. Ainsi que les valeurs des pressions au sol pour chaque tronçon.

L'expression suivante nous permet de calculer la pression au sol :

$$\text{Pression au sol} = \text{côte de la ligne piézométrique} - \text{côte au sol} \quad (32)$$

Et en appliquant le théorème de Bernoulli, on peut calculer la côte de la ligne piézométrique par la relation suivante :

$$H_{\text{amont}} = H_{\text{aval}} + \Delta h \quad (33)$$

H_{amont} : Hauteur piézométrique en amont

H_{aval} : Hauteur piézométrique en aval

Δh : Perte de charge totale

Lorsque l'eau arrive dans le réservoir, elle sera en contact avec la pression atmosphérique et on résume dans le tableau 15 les valeurs de la hauteur de pression en tout point ainsi que la valeur de perte de charge et le niveau piézométrique en amont et en aval.

Tableau 15 : Hauteur de pression en tout point, perte de charge et niveau piézométrique en amont et en aval

Points	Tronçons	L (m)	Δh_s (m)	Δh_l (m)	Δh (m)	V (m/s)	H piézométrique (m)		Côte au sol (m)	Pressio n au sol(m)
							Amont	Aval		
Réservoir(R)									1560	
Nœud1(N1)	R- N1	1300	0.008	9.6	9.608	0.56	1560	1550.386	1520	30.38
BF_1	N1- BF_1	400	0.026	9.47	9.496	0.57	1550.386	1540.89	1519	21.89
Nœud2(N2)	N1 –N2	100	0.009	0.78	0.879	0.58	1550.386	1549.507	1510	39.50
BF_2	N2- BF_2	700	0.026	16.57	16.596	0.57	1549.507	1532.911	1509	23.91
Nœud3(N3)	N2 –N3	400	0.011	4.37	4.381	0.60	1549.507	1545.126	1508	37.126
BF_3	N3- BF_3	30	0.026	0.71	0.736	0.57	1545.126	1544.39	1508	36.39
Nœud4(N4)	N3- N4	500	0.014	6.63	6.644	0.60	1545.126	1523.482	1506	17.48
BF_4	N4- BF_4	30	0.026	0.71	0.736	0.57	1523.482	1522.746	1505	17.74
Nœud5(N5)	N4- N5	100	0.016	0.625	0.641	0.58	1523.482	1522.841	1504	18.84
BF_5	N5- BF_5	400	0.027	9.472	9.499	0.57	1522.841	1513.342	1503	10.34
BF_6	N5- BF_6	600	0.026	14.20	14.226	0.57	1522.841	1508.615	1500	8.61

Avec :

- L : distance entre les deux points
- Δh_s : perte de charge singulière
- Δh_l : perte de charge linéaire
- Δh : perte de charge totale
- V : vitesse de l'eau dans les tronçons

L'objectif des calculs dans le tableau ci-dessus est de vérifier la valeur de la pression à la borne fontaine. Pression comprise entre 3m à 40m [21].

IV-3-9 Courbe piézométrique

IV-3-9-1 Courbe piézométrique entre la source 1 et le réservoir

La figure suivante obtenue à partir du détail de long de profil dans le tableau 9.

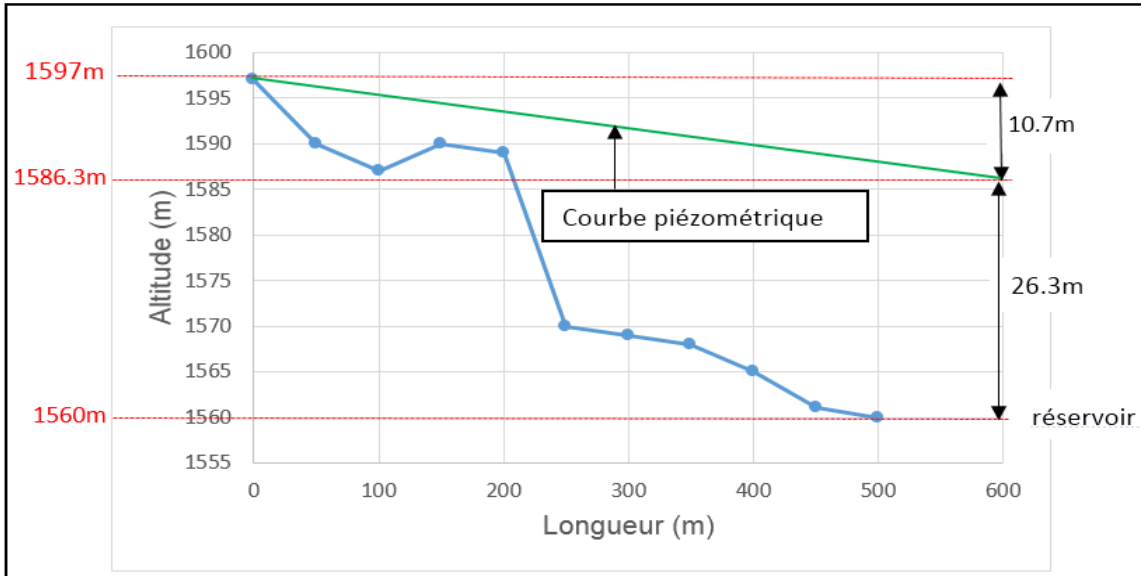


Figure 13 : Profil en long de la conduite et courbe piézométrique entre la source 1 et le réservoir

L'altitude de la source 1 est de 1597 m et la perte de charge entre cette source et le réservoir est de 10.7 m. La pression au sol donnée par la relation suivante est de 26.3 m

$$\text{Pression au sol} = \text{côte de la ligne piezometrique} - \text{côte au sol}$$

Avec la côte de la ligne piézométrique de 1586.3 m et la côte du réservoir de 1560 m.

IV-3-9-2 courbe piézométrique entre la source 2 et le réservoir

La figure ci-après obtenue à l'aide du tableau 10, présente le détail de long de profil entre la source 2 et le réservoir.

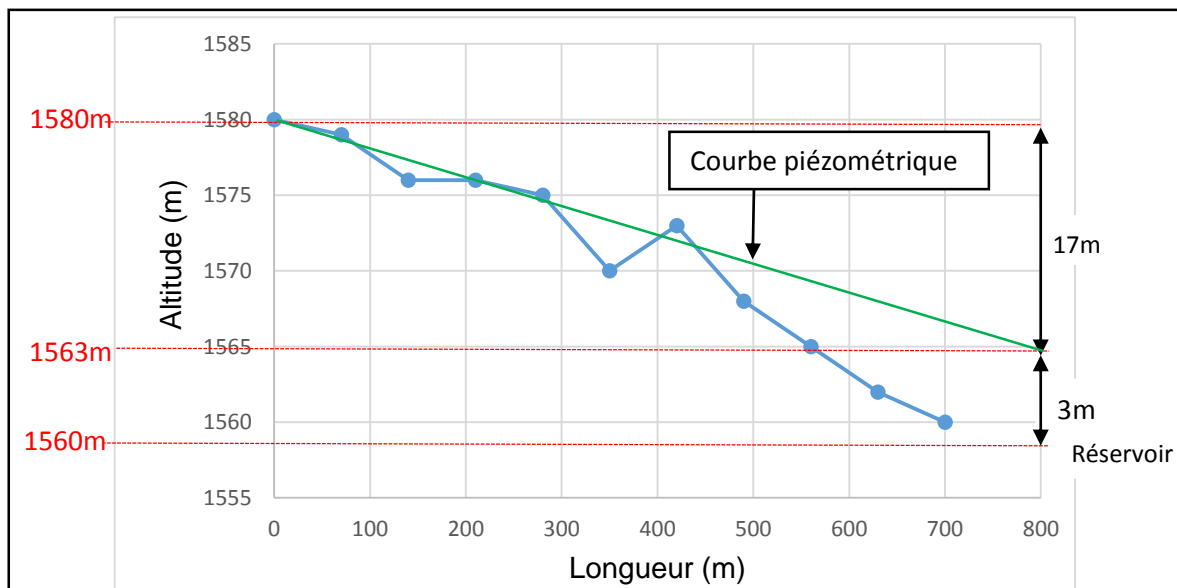


Figure 14: Profil en long de la conduite et courbe piézométrique entre la source 2 et le réservoir.

PARTIE IV : DISCUSSION

DISCUSSION

D'après la mesure sur terrain la somme de débit de deux sources est de 0.42 l/s. La quantité d'eau que produisent ces deux sources pendant la journée est de 36288 litres, d'autre part la consommation journalière de la population d'Ivonomby est de 21000 litres. Pour l'adduction d'eau, il faut que la quantité d'eau produit par la source pendant la journée soit supérieure à la consommation journalière de la population. Sinon le captage de la source ne satisfait pas aux besoins de la population.

L'équation suivante permet de connaître si la source peut répondre aux besoins de la population [21].

$$Q_r = Q_s - Q_b \quad (34)$$

Avec :

- Q_r : débit restant
- Q_s : débit de la source
- Q_b : débit de besoin

Si $Q_r \geq 0$, la source peut approvisionner c'est-à-dire la source est abondante. Si $Q_r < 0$, la source n'est pas satisfaisante.

$$Q_r = 0.42 - 0.24 = 0.18 \text{ l/s}$$

→ $Q_r > 0$ donc la source permet de fournir la quantité d'eau nécessaire à la population.

En tenant compte de la durée de vie technique de l'infrastructure. On déterminera la projection des années c'est-à-dire la limite où la source ne pourra plus fournir la quantité nécessaire aux besoins de la population. Afin de déterminer cette année de projection, il faut calculer le nombre de la population à n années. La formule suivante peut calculer le nombre de la population à l'horizon de n année [25].

$$N_n = N * (1 + \mathcal{T})^n \quad (35)$$

Avec :

- N_n : nombre de la population à l'horizon de n année,
- N : nombre de la population actuel (600 habitants),
- \mathcal{T} : taux d'accroissement de la population (2.5%),

- n : année.

Le besoin de la population peut être calculé par la relation suivante [21]

$$B = N_n * q \quad (36)$$

q est le débit unitaire ($q = 35l/hab/j$)

La quantité d'eau produite par les deux sources pendant la journée est de $Q = 36288l$.

Afin de déterminer l'année de projection il faut que la quantité d'eau que produisent les sources soit égale aux besoins en eau de la population. Connaissant cette quantité on pourra déterminer le nombre d'année où le besoin en eau sera toujours suffisant.

$$Q = B \quad (37)$$

$$\rightarrow Q = P_n * q$$

$$\rightarrow P_0 * (1 + J)^n * q = Q \rightarrow n = \frac{\ln(\frac{Q}{qP_0})}{\ln(1+J)} = \frac{\ln(\frac{36288}{35*600})}{\ln(1+0.025)} = 22$$

Après 22 années le nombre de la population sera de 1033 habitants. Les sources qui alimentent la population ne seront plus suffisantes et il faudra une nouvelle source après 2040 pour pouvoir satisfaire leurs besoins.

D'autre part, pour l'adduction d'eau par gravitation, l'emplacement du réservoir joue un rôle très important. Le réservoir doit être placé à une altitude supérieure à la borne fontaine. Sinon, la pression est insuffisante pour que l'eau arrive à la borne fontaine. Dans notre étude le réservoir à une altitude de 1560m et la borne fontaine la plus haute à une altitude de 1519m. On a vérifié que la côte du réservoir est supérieure à celle de la borne fontaine la plus haut. Pour la capacité du réservoir, on prend la valeur maximale de l'écart entre l'apport cumulé et le prélèvement cumulé. Si ces écarts sont de signe négatif, la capacité du réservoir donne la valeur absolue la plus grande. Et le débit de chaque borne fontaine ne doit pas être inférieur à 0.2l/s. Cette valeur c'est la norme pour éviter les dépôts dans la conduite.

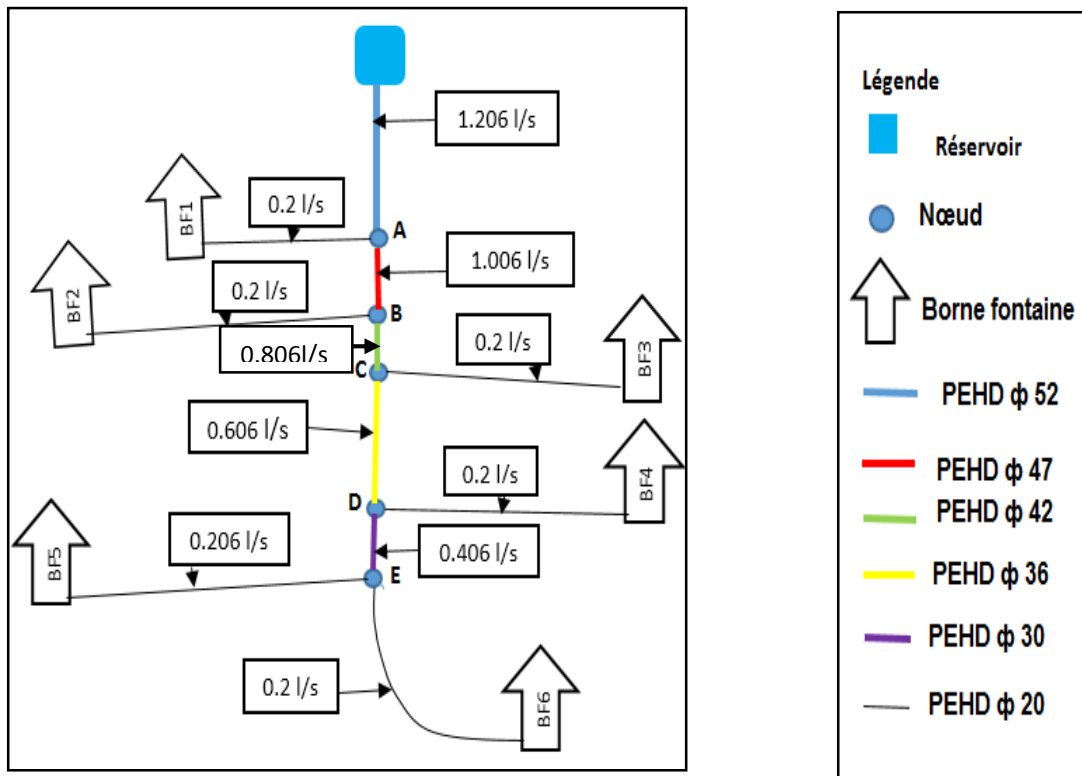


Figure 15: Débit pour chaque tronçon.

D'après la figure 15 la valeur minimale de débit 0.2 l/s est adoptée. Lorsque le débit de chaque borne fontaine est déterminé, on en déduit la valeur de diamètre de la conduite présenté sur la légende ci-dessus par l'application de la formule de Bresse.

CONCLUSION GENERALE

L'étude de l'adduction d'eau dans le village d'Iavonomby Fokontany Andohafarihy commune rurale Alakamisy district Antsiarabe II est effectuée pour amener l'eau de la source jusqu'au village. Dans notre cas, cette étude a été basée sur le débit de deux sources espacées de 200 mètres environ avec des altitudes différentes et les besoins en eau de la population des six quartiers. Plusieurs paramètres sont considérés pour mener à bien cette étude :

- altitudes
- distances

Pour la connaissance du débit et le besoin de la population, une descente sur terrain a été nécessaire. Pendant cette période, nous avons pu mesurer le débit et obtenir le volume d'eau capté en une journée qui est de 36288 litres pour un besoin journalier de la population de 21000 litres. Nous constatons que la quantité recueillie est nettement supérieure au volume journalier nécessaire de la population.

Ensuite, nous avons développé dans ce mémoire le principe d'adduction d'eau par gravitation. Les sources se trouvant à des altitudes plus élevées que le réservoir, qui lui-même situé au-dessus des bornes fontaines.

A la fin, des traitements de données ont été effectués :

- pour pouvoir dimensionner le réservoir ;
- les diamètres de la conduite allant des sources aux bornes fontaines en passant par le réservoir ;
- pour savoir les pressions en différents points

Une autre façon pour faire une adduction d'eau est possible lorsque les sources et le réservoir se trouvent en dessous des bornes fontaines. Dans ce cas une pompe est nécessaire pour refouler l'eau.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] : http://fr.wikipedia.org/wiki/Adduction_d%2527eau+%&cd=1&hl=fr&ct=clnk&gl=mg : consulté le 15 octobre 2018
- [2]:<http://www.futura-sciences.com/maison/definitions/maison-adduction-eau-10491/+&cd=2&hl=fr&ct=clnk&gl=mg> : consulté le 15 octobre 2018
- [3] <http://www.futura-sciences.com/planete/questions-reponses/eau-sont-differentes-sources-eau-potable-1057/> : consulté le 20 octobre 2018
- [4] : http://fr.wikipedia.org/wiki/Eau_de_surface : consulté le 21 octobre 2018
- [5] : <http://www.oieau.fr/./33898.pdf> : consulté le 21 octobre 2018
- [6] : http://fr.wikipedia.org/wiki/Source_%28hydrologie%29 : consulté le 23 octobre 2018
- [7] : http://fr_ea.weebly.com/3_origine_et_captage_des_eaux.pdf : consulté le 26 octobre 2018
- [8] : http://www.fr.wikipedia.org/wiki/captage_d%252 : consulté le 29 octobre 2018
- [9] : [FATEH OUELLABY YUCEF CHETTOUH, dimensionnement du réseau d'alimentation en eau potable de secteur route Touggourt-EI OUED](#) : consulté le 30 octobre 2018
- [10] : http://gr-ea.weebly.com/uploads/2/2/4/0/22402368/reseaux_de_distribution.pdf : consulté le 02 novembre 2018
- [11] : <http://sama-tube.com/./Catalogue-raccord-FTM.pdf> : consulté le 12 novembre 2018
- [12] : <http://www.google.com> : consulté le 14 novembre 2018
- [13]: http://library.wur.nl/web_Query/file/isric/./isricu.i6972_001.pdf : consulté le 15 novembre 2018
- [14]: [ZEBROSKY, 1974 Notice explicative de la carte pédologique à 1/100000 d'Antsirabe](#) : consulté le 15 novembre 2018
- [15] : <http://www.mecaflux.com/document/pertes%20de%20charge.pdf> : consulté le 30 novembre 2018
- [16] : http://fr.wikipedia.org/wiki/Equation_de_Darcy-Weisbach : consulté le 30 novembre 2018
- [17] : <http://pf-mh.uvt.rnu.tn/./notions-mecanique-des-fluides.pdf> : consulté le 03 décembre 2018

- [18]: https://fr.wikipedia.org/wiki/Viscosit%C3%A9_cin%C3%A9matique : consulté le 03 décembre 2018
- [19] : <http://www.vft47.fr/./pertes-de-charge.pdf> : consulté le 05 décembre 2018
- [20] : [PONT A MOUSSON 1975 : Etude et installation de canalisation P131](#) : consulté le 07 décembre 2018
- [21]:https://www.pseau.org/outils/ouvrages/2ie_cours_d_approvisionnement_en_eau_potable_zougrana_2003.pdf : consulté le 07 décembre 2018
- [22]: <http://umc.edu.dz/facsnv/faculte/tc/44.pdf> : consulté le 10 décembre 2018
- [23] : <http://www.webreview.dz/IMG/pdf/22-Bedjaoui.pdf> : consulté le 11 décembre 2018
- [24] : <http://www.waterlex.org> : consulté le 13 décembre 2018
- [25] : <http://www.instat.mg> : consulté le 14 décembre 2018
- [26] : http://www.edbm.gov.mg/.../consommation_dcret_n_2003-941: consulté le 17 décembre 2018

Impétrant : ANDRIAMASIRIMELA Avotra

Fanirinjafy Nantenaina

Tél : 0325951472/0340473385

E-mail : fani.avotraandria@yahoo.com

Adresse : Lot CU R+3 Vert Ankatso II P002

Antananarivo 101

Encadreur: RAZAFIMAHEFA André

Maître de Conférences à la Faculté des Sciences

Domaine : Sciences et Technologies

Mention : Physique et Applications

Parcours : Mécanique et Physique

de l'Environnement

SURVEY ADDUCTION OF WATER BY GRAVITATION IN THE VILLAGE OF IAVONOMBY, CITY ALAKAMISY, DISTRICT ANTSIRABE II

ABSTRACT

The survey of water adduction in the village of Iavonomby has been achieved while choosing two sources that are at the west of Ambatolampy, one to 2.8 kilometer of the village and the other 3 kilometer. The objective of this work is the adduction of water to nourish the need of the population. This survey is based on the debit of the sources and on the daily consumption of the population. The results show that the debit of the sources (0.42l/s) is superior to the daily debit of the population (0.24l/s) therefore water that product the two sources are satisfactory for the need of the population. Finally these results permit to advance an evaluation that these sources are able to produce the quantity of necessary water for the population until the year 2040.

Keywords: adduction of water, gravitation, Iavonomby, source, debit, need, population.

Impétrant : ANDRIAMASIRIMELA Avotra

Fanirinjafy Nantenaina

Tél : 0325951472/0340473385

E-mail : fani.avotraandria@yahoo.com

Adresse : Lot CU R+3 Vert Ankatso II P002

Antananarivo 101

Encadreur: RAZAFIMAHEFA André

Maître de Conférences à la Faculté des Sciences

Domaine : Sciences et Technologies

Mention : Physique et Applications

Parcours : Mécanique et Physique

de l'Environnement

ETUDE D'ADDUCTION D'EAU PAR GRAVITATION DANS LE VILLAGE D'IAVONOMBY, COMMUNE RURALE ALAKAMISY, DISTRICT ANTSIRABE II

RESUME

L'étude d'adduction d'eau dans le village d'Iavonomby a été réalisée en choisissant deux sources qui se trouvent à l'Ouest d'Ambatolampy, l'une à 2.8 kilomètres du village et l'autre 3 kilomètres. L'objectif de ce travail est l'adduction d'eau pour alimenter le besoin de la population. Cette étude est basée sur le débit des sources et sur la consommation journalière de la population. Les résultats montrent que le débit des sources (0.42l/s) est supérieur au débit journalier de la population (0.24l/s) donc l'eau que produit les deux sources est satisfaisante pour le besoin de la population. Enfin ces résultats permettent d'avancer une estimation que ces sources peuvent de produire la quantité d'eau nécessaire pour la population jusqu'à l'année 2040.

Mots-clés : adduction d'eau, gravitation, Iavonomby, source, débit, besoin, population.