

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS.....	I
SOMMAIRE.....	II
LISTE DES TABLEAUX	IV
LISTE DES FIGURES	V
LISTE DES ABREVIATIONS	VI
LISTE DES ANNEXES	VII
INTRODUCTION	1
PARTIE I : GENERALITE ET SITUATION DE LA COMMUNE	3
I-1 / Localisation de la commune :	3
I-2 Historique :	3
I-3/Réseaux hydrologique :	4
I-4/Population :	4
I-4-1 : Estimation démographique	4
I-4-2 : Évolution de la consommation en eau	5
I-5/Le climat.....	5
I-6/Ressources financière.....	5
I-6-1/L’agriculture	6
I-6-2 /L’élevage	6
I-6-3/L’extraction de l’or et la pêche	6
PARTIE II : source et système d’exploitation d’eau de la commune de Maevatanana	7
II-1- Source	7
II-1-1/Débit de la source	8
II-1-2/Etat de l’eau.....	9
II-2 : Exploitation d’Eau	10
II-2-1/ Captage	10
II-2-1-1 / Choix du site de l’ouvrage de captage.....	10
II-2-1-2 Caractéristique de l’ouvrage.....	11
II-2-1-3/Conduites d’amenées d’eaux décantées	12
PARTIE III : Analyses et traitement de l’eau pour la commune rurale de Maevatanana	14
III -1 : Analyse de l’eau brute avant traitement	16
III -2 : Traitement.....	16
III -2-1 : Procédé de potabilisation de l’eau	16
III -2-1-1 : Cas générale	16

III-2-2 : Station de traitement.....	20
III-2-2-1 : Injection de sulfate d'alumine et de la chaux.....	20
III-3 : Analyses de l'eau (JIRAMA. Mandroseza).....	25
PARTIE IV : RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE POUR LA COMMUNE RURALE DE MAEVATANANA	26
IV-1: type des conduites.....	26
IV-2: Structuration du réseau	27
IV-3: propriétés des conduites	27
IV-3-1: rugosité.....	27
IV-3-2:Diamètre des conduites	27
IV-3-3: vitesse de l'écoulement	28
IV-3-4: pression nominale	28
IV-3-5 : Limitation des pressions	28
IV-3-6 : pertes de charges	28
IV-4: les accessoires	31
IV-4-1 : la vanne de sectionnement	31
IV-4-2: Les machettes de traversée.....	31
IV-4-3: les raccords à brides major :.....	31
IV-4-4: les coudes :.....	32
IV-4-5: le cône de réduction à brides :.....	32
IV-4-6: la plaque pleine :	32
IV-4-7: les tés :.....	32
IV-4-8: le poteau d'incendie :	32
IV-5: les ouvrages annexes	33
IV-5-1: regard de vidange :	33
IV-5-2: regard de la ventouse :.....	33
IV-5-3: trace du réseau.....	33
CONCLUSION	36
ANNEXES I : METHODE DE DEVERSOIRS EN MINCE PAROI	37
ANNEXE II : RESEAU D'ADDUCTION DE MAEVATANANA.....	42
ANNEXE III : FORMULES DE BASE POUR LES PERTE DE CHARGE.....	44
ANNEXES V :NOTION PRINCIPALE DANS UN RESEAU D'AEP	49
BIBLIOGRAPHIE.....	50
WEBOGRAPHIES.....	51

LISTE DES TABLEAUX

Tableau N° 1: Résultats des analyses chimiques de l'eau brute

Tableau N° 2: Résultats des analyses physiques de l'eau brute

Tableau N° 3: Critères simplifiés d'appréciation de la qualité des eaux de surface

Tableau N°4 : Résultats des analyses chimiques de l'eau après traitement

Tableau N°5 : Résultats des analyses physiques de l'eau après traitement

Tableau N° 6 : Dimension des PVC

Tableau N°7 : Consommation en eau minimum



LISTE DES FIGURES

Figure 1 : photo satellite de la commune rurale de Maevatanana

Figure 2 : Photo du barrage de captage

Figure 3 : état de l'eau du barrage

Figure 4: caractéristique de l'ouvrage du barrage

Figure 5 : conduites d'amenées

Figure 6 : Injection de sulfate

Figure 7 : Injection de la chaux

Figure 8 : Décanteur horizontale

Figure 9 : Décanteur circulaire

Figure 10 : Photos du filtre

Figure 11: Vanne de sectionnement

Figure 12 : Machettes de traversée

Figure 13 : Raccords à brides major

Figure 14 : Coudes

Figure 15 : Cône de réduction à bride

Figure 16 : Plaque pleine

Figure 18 : Réseau ramifié

Figure 19 : Réseau maillé

Figure 20-1 : Déversoir triangulaire en mince paroi

Figure 20-2 : Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP : Adduction en Eau Potable

BAD: Banque Africaine de Développement

DN : Diamètre Nominal

MO : Matière Organique

MES : Matière En Suspension

ONEP: Office National de l'Eau Potable

OMS: Organisation Mondiale de la Sante

OMD : Objectifs Millénaire de Développement

PVC: Polychlorure de Vinyle

PEHD: Polyéthylène de Haute Densité

PEBD : Polyéthylène de Base Densité

PN : Pression Nominale

UNICEF : United Nations International of Childrens fund

°f: Dégre français

LISTES DES ANNEXES

ANNEXES I : METHODE DE DEVERSOIRS EN MINCE PAROI

ANNEXE II : RESEAU D'ADDUCTION DE MAEVATANANA

ANNEXE III : FORMULES DE BASE POUR LES PERTE DE CHARGE

ANNEXES IV : METHODES D'ANALYSES

ANNEXES V :NOTION PRINCIPALE DANS UN RESEAU D'AEP

INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'accès à l'eau potable est un problème récurrent pour Madagascar. Depuis que le réchauffement climatique est dans les préoccupations des grands acteurs du monde, l'eau, en tant que ressource a pris une importance particulière. A cette nouvelle tendance s'ajoute les Objectifs du Millénaire pour le Développement qui a fixé l'objectif de « réduire de moitié, le pourcentage de la population qui n'a pas accès de façon durable à l'eau potable ni à des services d'assainissement de base ». Faisant écho au regain d'intérêt, pour l'accès à l'eau potable en particulier et l'assainissement en général, de la part des partenaires techniques et financiers, Madagascar s'est doté d'un Ministère de l'Eau. Ce qui constitue un signe fort quant à l'intérêt que portent les gouvernants sur la problématique de l'eau.

La mise en place d'un système d'adduction de l'eau potable dans une commune contribue largement à son développement.

A Madagascar, de nombreux milieux urbains sont confrontés à des problèmes d'alimentation en eau potable. En effet la forte croissance démographique entraîne la saturation des installations destinées à la distribution de l'eau. En ce qui concerne les milieux ruraux, leur communes représentent 80% de l'ensemble des communes à Madagascar or de telles installations son rare ou presque inexistantes. Par ailleurs, leur existence dans un milieu rurale suscite des problèmes de maintenance, de gestion, et d'installation, car il est difficile d'y trouver un personnel qualifié capable d'assurer.

Les expériences cumulées par les différents acteurs publics et non publics montrent que l'accès durable à l'eau potable tourne autour de quatre enjeux majeurs : l'équipement des communes rurales, la préservation des ressources en eau, l'organisation du service de l'eau, l'entretien et la maintenance. Les faits démontrent qu'en matière de fourniture de service d'eau potable, la mise en place des infrastructures est une chose, mais il est encore plus difficile de faire en sorte que ces infrastructures durent et fournissent un service de qualité sur le long terme, parfois même, à court terme.

Ainsi, l'accès à l'eau potable constitue un des problèmes cruciaux dans le monde rural malgache.

Des études en entreprises antérieurement ont permis de constater que Madagascar dispose des ressources en eau suffisantes permettant à chacun l'accès à l'eau potable. Pour faire face à ces situations déplorable, des organismes non Gouvernementaux, en l'occurrence l'OMS et L'UNICEF sont disposés à apporter leur soutien au gouvernement malgache et on formule une recommandation qui consiste à l'élaboration d'un programme visant à mettre à la disposition de toute la population de l'eau potable dans les meilleures conditions.

Soucieux aux problèmes que les communes rurales font face aux installations des systèmes d'adduction de l'eau potable et pour apporter notre contribution à la résolution de ce problème, nous avons choisi le présent mémoire de licence intitulé : ADDUCTION D'EAU POTABLE PAR SYSTEME GRAVITAIRE DANS LA COMMUNE RURALE DE MAEVATANANA.

Ce travail comprend quatre parties dont la première est consacrée à la zone d'étude qui repose sur la généralité et à la situation de la commune et la deuxième partie développe sur la source et système d'exploitation d'eau de la commune ensuite la troisième partie sur les analyses et traitements de l'eau pour la commune et enfin dans la quatrième partie le réseau de distribution d'eau potable pour la commune rurale de Maevatanana.

**PARTIE I : GENERALITE
ET SITUATION DE LA
COMMUNE**

PARTIE I : GENERALITE ET SITUATION DE LA COMMUNE

I-1 / Localisation de la commune :

Situés dans la route RN4 à 329km par rapport à Antananarivo et à 249km par rapport à Majunga la commune de Maevatanana se trouve entre ces deux villes parmi les 3 districts de la région de Betsiboka sous les coordonnées géographiques suivantes : longitude 48°7'0''E ; latitude 13°52'0''S avec une altitude de 152m.

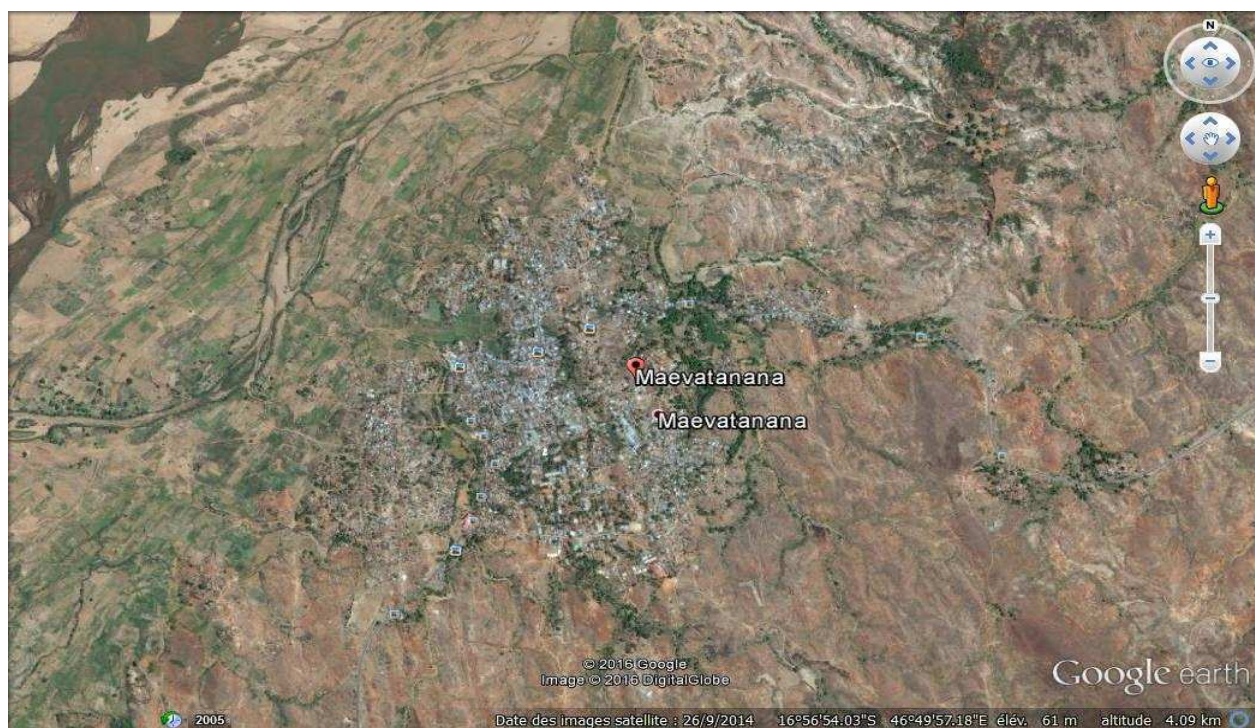


Figure 1 : photo satellite de la commune rurale de Maevatanana

I-2 Historique :

En 1885 le village d'origine aurait été Sakalava avant d'être ensuite occupé par les Merina. A mi-chemin entre la capitale et Majunga, Maevatanana servait de relais pour le courrier royal qui était acheminé par des coureurs spéciaux, nommés "Tsimandoa", lesquels en échange de cette corvée, ne payaient pas d'impôt.

Un aventurier français du nom de SEBERBIE, extrayait d'importantes quantités d'or pour le compte de la Reine. Il créa à proximité du cours de l'Ikopa une cité qui allait porter son nom : Suberbieville.

En 1895, Suberbieville allait devenir la base de ravitaillement des troupes françaises lors de la campagne militaire en direction de la capitale. Déjà à cette époque, de nombreux commerçants d'origine étrangère y étaient installés : Grecs, Syriens, Chinois, Indiens, et Galliéni lors de son passage, la décrivit comme une mini "Babylone".

Ressources et exploitations aurifères, agriculture (riz, tabac, raphia, élevage). La région de Maevatanana était autrefois un lieu de prédilection pour la chasse aux crocodiles (jusqu'à 5 000 peaux par an), aujourd'hui sa chasse est interdite.

I-3/Réseaux hydrologique :

La commune de Maevatanana est traversée par 2 rivières :

La rivière d'Ikopa qui se trouve en bas de la commune.

La rivière de Nandronjia qui se trouve au-dessous de la commune.

En tenant compte de ces différentes altitudes de ces deux sources la rivière de Nandronjia a été choisie pour alimenter la commune par moyen gravitaire.

I-4/Population :

La population de Maevatanana est composée de sakalava et de merina, donc c'est une population métissée dont elle est estimée de 155.095 habitants en 2014 (source : Institut National de la Statistique de Madagascar).

I-4-1 : Estimation démographique

Il est toujours commode d'évaluer la capacité du système d'adduction d'eau potable pour une certaine période de service rentabilisé jusqu'à l'amortissement limité. La technique des matériaux mise en œuvre est déterminée par la durée de vie normale des tuyauteries et les ouvrages. Le calcul a été basé par le nombre de consommateurs à desservir. L'étude a pris en compte le nombre de consommateurs dans l'avenir, selon la durée de vie de l'ouvrage ou du projet. La formule ci-après donne le nombre de la population dans l'avenir

$$N=N_0(1 + \rho)^n$$

N : nombre de la population dans l'avenir

No : population de base ou population actuelle

ρ : taux d'accroissement de la population

n : nombre d'année ou durée de vie du projet

D'après l'enquête menée dans la commune rurale de Maevatanana auprès des autorités locales, nous avons No =2 050 et $\rho=2,22\%$

I-4-2 : Évolution de la consommation en eau

Dans le cadre du projet d'alimentation en eau potable en milieu rural, il est toujours nécessaire d'évaluer les besoins en eau suivant les données de base admises à Madagascar qui sont conseillées par l'Organisation Mondiale de la Santé (OMS). Dans ce projet, les effectifs des classes (élèves) et les hôpitaux restent stationnaires. Prenons les deux cas (dotation en eau minimum et maximum) pour une durée de vie de 15ans ;

Dont le 80 % de cette population bénéficie l'adduction de l'eau potable dans leur foyer.

I-5/Le climat

Le climat dominant de Maevatanana est connu pour être de type tropical. L'hiver dans cette zone se caractérise par des pluies moins importantes qu'en été. Maevatanana affiche une température annuelle moyenne de 25,8°C. Sur l'année, la précipitation moyenne est de 1980mm.20mm font du mois de juillet le plus sec de l'année, une moyenne de 477mm fait du mois de janvier le mois ayant le plus haut taux de précipitation. Le mois la plus chaud de l'année est celui de mars avec une température moyenne de 27,2°C. 23°C font du mois de juillet le plus de l'année. La différence de précipitation entre le mois le plus sec et le mois le plus humide est de 457mm, la température moyenne au court de l'année varie de 3,8°C.

I-6/Ressources financière

Pour la communauté, il est indispensable de pratiquer en même temps des activités agricoles et de l'élevage afin d'améliorer les revenus. L'extraction de l'or et la pratique de la pêche ne devraient constituer que des activités d'appui et de ressources d'appoint.

I-6-1/L'agriculture

D'après les membres de la communauté, les sols sont encore fertiles et permettent d'avoir une bonne production ; donc la riziculture, la culture de maïs, de manioc et d'arachide restent les principales cultures de la commune. L'extension des superficies cultivées sur rizières et pour les cultures maraîchères est encore possible. Cependant, des mesures ont été prises pour lutter contre la divagation des zébus, l'invasion des phacochères, l'érosion. Pour ce dernier cas, le déboisement excessif des forêts devrait être réglementé. Tout fois la culture d'arachide est menacée par l'exploitation irrationnelle et la déforestation des forêts avoisinantes. L'obligation de pratiquer le gardiennage des cultures face aux attaques des phacochères est nécessaire.

I-6-2 /L'élevage

Pour assurer leur besoin la population de Maevatanana pratique l'élevage des bœufs et celle de porcins, l'estimation montre que la première est très répandue par rapport à celle de deuxième.

I-6-3/L'extraction de l'or et la pêche

L'extraction et la pêche tiennent également des places prépondérantes dans les activités de la population.

L'extraction de l'or demeure la principale activité des autochtones pour s'enrichir d'avantage or la pêche reste en effet une activité de passage pour pouvoir se satisfaire quotidiennement.

**PARTIE II : SOURCE ET
SYSTEME
D'EXPLOITATION D'EAU
DE LA COMMUNE DE
MAEVATANANA**

PARTIE II : SOURCE ET SYSTEME D'EXPLOITATION D'EAU DE LA COMMUNE DE MAEVATANANA

II-1 : source

Dans les environs immédiats de la commune ; il existe deux rivières qui sont la rivière d'IKOPA et celle de Nandronjia avec des débits notables permanents et intéressants pour une exploitation à long terme pour les besoins de la population de MAEVATANANA.

Il y a trois sortes d'adduction d'eau potable :

- Adduction d'Eau Potable par Forage ou AEPF
- Adduction d'Eau Potable par pompage ou AEPP
- Adduction d'Eau Potable par Gravitaire ou AEPG

A cause de la différence d'altitude entre la rivière de Nandronjia et la ville de Maevatanana, nous intéressons plus particulièrement à la rivière Nandronjia qui se trouve un peu loin de la ville et bien adapté à l'AEPG. On capte l'eau par Barrage.

La figure suivant nous montre la photo de captage du barrage.



Figure 2 : Photo de captage du barrage

Le barrage est sécurisé de deux murs de bétons armées et cimentées pour bien faire et limiter le captage.

Il comporte aussi deux vannes suivi de deux crépines en se terminant d'un filtre et ensuite directement la conduite pour faire entrer l'eau qui est acheminée directement dans les conduites.

II-1-1/Débit de la source

. Le débit de cette source peut se mesurer de plusieurs manières. On peut opérer par:

- Le remplissage d'une capacité donnée de récipient
- La méthode du déversoir en mince paroi (annexe).

Le remplissage d'une capacité donnée de récipient n'est évidemment applicable qu'aux sources de faible débit. La méthode du déversoir en mince paroi est utilisée lorsque les débits sont très importants.

Cette dernière se divise en 3 parties:

- déversoir sans contraction latérale
- déversoir à contraction latérale
- déversoir triangulaire.

Seule la méthode de remplissage du déversoir en mince paroi peut être appliquée dans cette région puisque les débits sont très importants.

D'après les renseignements recueillis auprès des riverains et à la suite de notre descente pour effectuer une étude dans cette région, on peut donner le débit de la source à 76 m³/h.

II-1-2/Etat de l'eau

L'eau qu'on peut prendre dans la zone de Nandronjia est fiable dans la zone d'émergence. Néanmoins, cette qualité est sujette à une souillure légère de matière d'origine végétale, n'atténuant apparemment en rien sa qualité physique émergente qui reste intacte et acceptable pour la consommation. C'est du fait de l'absence de pollution par effet de dilution de matières d'origines organique et animale en surface. En effet, la situation géographique de l'émergence et du site favorable au captage est quasi – inaccessible, suite à la structure du terrain très accidentée. L'absence de zone de pâturage du cheptel assure et préserve la qualité bactériologique de l'eau brute, lors de son ruissellement superficiel.

Toutefois, la suspension en matières solides (grains de sable débris végétaux) arrachés puis drainés dans le petit lit est à signaler. La faible importance du transport solide dans l'écoulement, sera éliminée par une simple décantation de l'eau brute, suivie d'une filtration qui permet une amélioration de la qualité physique de l'eau, avant de procéder à l'amenée vers les agglomérations.

Cette figure nous montre l'état de l'eau du barrage



Figure 3 : état de l'eau du barrage

II-2 : Exploitation d'Eau

II-2-1/ Captage

II-2-1-1 / Choix du site de l'ouvrage de captage

Un étranglement du vallon d'écoulement du ruisseau formé par des blocs de rochers de part et d'autre du lit sera favorable à la construction d'une retenue d'eau permettant de dévier l'eau brute vers la conduite d'amenée.

Les principaux avantages de l'aménagement de ce site seront l'ancrage meilleur des parois de la retenue, la maîtrise dans la mesure du possible des infiltrations sous le radier entre les rochers essayant d'atteindre éventuellement une roche saine ou ayant un indice d'imperméabilité élevé. Un autre avantage sera la réduction d'utilisation des matériaux pour élévation de maçonnerie.

Le seul inconvénient du site est sa structure accidentée, avec une zone très réduite limitant la capacité de la retenue et servant en même temps de bassin de décantation à installer.

Les descentes sur terrain ont permis de fixer la surface de décantation à 25 m² environ, une grandeur suffisante pour permettre le dépôt des matières en suspension au fond de la retenue.

II-2-1-2 Caractéristique de l'ouvrage

Deux entonnoirs sont pointés de façon permanent à recueillir l'eau vers les conduites d'amener.

Le barrage de retenue sert à relever le niveau d'eau pour atteindre la côte au minimum. La construction des canaux bétonnés de longueur environ 16m serviront aussi de trop pleins de ce barrage. La longueur et la hauteur du barrage sont respectivement de 50,0m et de 2,50m.

Le corps du barrage proprement dit constituant la retenue est construit en maçonnerie de moellons hourdés au mortier dosé à 350Kg de ciment. Il repose sur une semelle de fondation en béton armée dosée à 350Kg de ciment par m³ de béton, avec une épaisseur de 0,20m qui a pour rôle d'empêcher l'infiltration de l'eau décantée sous le barrage.

Le mur en aile, construit en béton, d'une épaisseur de 0,10m épousant la surface du nu, parement extérieur des blocs rocheux servant d'ancrage de l'ouvrage en général.

La figure suivante nous montre la caractéristique de l'ouvrage du barrage.



Figure 4: caractéristique de l'ouvrage du barrage

L'ouvrage est revêtu: pour étanche d'une chape et pour les parois d'un enduit étanche.

Le système de vidange est nécessaire pour l'entretien courant : le nettoyage et l'enlèvement des boues, les petits graviers en amont et dans le barrage.

II-2-1-3/Conduites d'amenées d'eaux décantées

Quatre paramètres interviennent dans le calcul d'une conduite d'amenée:

- le débit Q
- la perte de charge unitaire j et total J
- la vitesse V
- le diamètre D

L'amenée de l'eau décantée sera de DN 200,00mm PVC 9500ml environ traversant une zone plus ou moins accidentée jusqu'au première réservoir, dans un terrain stable latéritique durci avec présence de bancs rocheux qu'il faudra dégager pour permettre la pose des tuyaux.

L amené d'eau traitée vers le réservoir et la ville de Maevatanana sera de DN 200,00mm PVC 2015ml

La figure suivante nous montre les conduites d'amenées.



Figure 5 : conduites d'amenées

**PARTIE III : ANALYSES ET
TRAITEMENTS DE L'EAU
POUR LA COMMUNE
RURALE DE
MAEVATANANA**

PARTIE III : ANALYSES ET TRAITEMENTS DE L'EAU POUR LA COMMUNE RURALE DE MAEVATANANA

III -1 : Analyses de l'eau brute avant traitement

Les méthodes d'analyses physico-chimiques pour la commune rurale de Maevatanana se trouvent dans l'annexe IV.

Les tableaux ci-dessous nous montrent les résultats physico-chimiques de la rivière de Nandronjia en comparaison avec les normes de potabilité de la JI.RA.MA.

- Analyses chimique de l'eau brute :(JI.RA.MA. Mandroseza)

Tableau N° 1: Résultats des analyses chimiques de l'eau brute.

Paramètres	Résultats	Normes
DCO	<10.0 (mg.L-1)	<20
TA	<0.240(°f)	
TAC	13,2979(°f)	
TH	15,5(°f)	50
CO ₃ ²⁻	<0.5 (mg.L-1)	
HCO ₃ ²⁻	162,3(mg.L-1)	
SO ₄ ²⁻	22,8(mg.L-1)	250
Ca ²⁺	37,912(mg.L-1)	
PO ₄ ³⁻	<0.01 (mg.L-1)	≤0.1
Mg ²⁺	8,9902(mg.L-1)	
Na ²⁺	14,343(mg.L-1)	
K ⁺	1,9507(mg.L-1)	12
Cl ⁻	19,5(mg.L-1)	250
F ⁻	0,222(mg.L-1)	1.5
NO ₃ ⁻	1,15(mg.L-1)	50
NO ₂ ⁻	<0.01 (mg .L-1)	0.1
NH ₄ ⁺	0,06(mg.L-1)	0.5

- Analyses physiques de l'eau brute :(Jl.RA.MA. Mandroseza)

Tableau N° 2: Résultats des analyses physiques de l'eau brute

Paramètres	Résultats	Normes
Température (°C)	18.3	25
pH	7.8	6.5-8.5
MES (mg.L ⁻¹)	<5.0	1000
Conductivité (µS/cm)	339	3000
O ₂ dissous (mg/L)	7.77	0.2
Turbidité (NTU)	8.46	5

Tableau N° 3: Critères simplifiés d'appréciation de la qualité des eaux de surface

Paramètres	Excellente	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise
Oxygène dissous	> 7	7-5	5-3	3-1	<1
DBO5	< 3	3-5	5-10	10-25	>25
DCO	< 20	20-50	25-40	40-80	>80
Ammonium	≤ 0,1	0,1-0,5	0,5-2	2-8	>8
phosphore total	≤ 0,1	0,1-0,3	0,3-0,5	0,5-3	>3

- Interprétation

D'après les résultats des tableaux ci-dessus on remarque que l'eau brute de la rivière de Nandronjia est excellente au critère simplifié d'appréciation de la qualité des eaux de surfaces (Tableau N° 4) mais cette eau de rivière est encore loin d'être potable. (Tableau N°2)(Tableau N° 3)

Donc une phase de traitement est jugée nécessaire.

III -2 : Traitement

III -2-1 : Procédé de potabilisation de l'eau

III -2-1-1 : Cas générale

La sûreté et qualité de l'eau destinée à la consommation est un enjeu important qui menace la vie humaine. La mort de plusieurs million de personnes est due à l'utilisation d'une eau polluée. C'est dans cette vision que l'organisation Mondiale de la Santé et les réglementations nationales et internationales ont mis en place des normes et des recommandations, afin d'éviter la présence de micro-organismes et de substances chimiques indésirables dans l'eau potable. Les eaux brutes qu'elles soient souterraines ou superficielles ne présentent pas toujours les critères requis en termes de qualité chimique et microbiologique, ce qui nécessite un traitement adéquat avant la consommation. En se basant sur la qualité de l'eau brute à l'entrée, on définit les processus de traitement les mieux adaptés afin de débarrasser l'eau de toutes les matières en suspension et colloïdales qu'elles contiennent et les substances dissoutes indésirables, de garantir également une bonne protection vis-à-vis du risque parasitaire ce qui suppose un traitement de clarification et de désinfection optimisé.

Produire une eau garantissant le maintien d'une bonne qualité en distribution revient à fixer des objectifs plus sévères sur un certain nombre de paramètres afin de satisfaire aux exigences de qualité spécifiées dans la norme marocaine de l'eau potable.

III -2-1-2 : Différents processus de traitement de l'eau brute

a. Dégrillage

L'eau est d'abord filtrée à travers une grille afin d'arrêter les plus gros déchets, puis elle passe dans des tamis à mailles fines retenant des déchets plus petits.

b. Pré chloration

C'est un procédé de prétraitement utilisé dans le cas où l'eau est chargée en matière organique. Elle s'effectue avant le débouage, pour permettre au chlore d'agir à temps et de décomposer les matières organiques afin de faciliter leur décomposition dans les décanteurs. La Pré chloration permet aussi d'oxyder les corps existants dans l'eau tels que les ions ferreux manganéux, les nitrites ou nitrates, les matières organiques et les micro-organismes (algues, plancton et bactéries) qui sont susceptibles de se développer dans les différents ouvrages de traitement.

c. Débouage

Le débouage est une opération qui précède la clarification des eaux de surface particulièrement chargées. Il constitue en une pré-décantation dont le but est d'éliminer la majorité des matières en suspension de l'eau brute et d'en assurer l'évacuation sous forme de boues concentrées. Cette étape est nécessaire lorsque les MES dans l'eau brute dépassent 2g/L pour éviter le risque d'engorger le décanteur par le volume excessif de boue apportée par l'eau brute.

d. Décantation

La décantation est un traitement essentiel pour l'obtention d'une eau de bonne qualité. Ce phénomène est assuré par voie physique, il s'opère par effet de gravité. La sédimentation permet l'élimination des matières en suspension présentes dans l'eau brute et celles formées par l'étape de coagulation floculation. Ceci provoque le dépôt des particules en suspension et la formation des boues au fond du bassin.

➤ Coagulation :

La coagulation de l'eau doit permettre l'abattement maximal de la charge organique et également de la turbidité. Elle consiste donc à l'ajout des réactifs en quantité optimale à la charge polluante de l'eau brute afin de neutraliser les matières colloïdales présentes dans l'eau. Les coagulants les plus utilisés sont les sels d'aluminium ou de fer.

Le choix du réactif dépend des caractéristiques de l'eau brute (pH, minéralisation, teneur en matière organique et turbidité). Par exemple l'utilisation des sels de fer est préférée dans le cas d'eau brute fortement chargée en MO d'origine dissoute.

➤ Flocculation :

La flocculation est l'agglomération de particules destabilisées en micro floc et ensuite en flocons plus volumineux que l'on appelle flocs. Ce processus est assuré par l'intervention d'un réactif chimique (flocculant).

➤ Contrôle :

L'efficacité de la décantation est souvent mesurée par la turbidité de l'eau décantée. La valeur de la turbidité doit atteindre 5 NTU à la sortie du décanteur. Il est important de signaler que la mesure de la turbidité n'est pas suffisante, il faut s'intéresser à l'abattement de la MO également pour juger la clarification de l'eau.

e. Filtration

Ce processus permet de retenir les particules en suspension dans l'eau, que celles-ci existent dans l'eau brute ou formées lors des étapes préalables de traitement (coagulation-flocculation). La filtration consiste à retenir les matières en suspension à la surface et dans les pores du lit filtrant durant le passage de l'eau à travers.

L'objectif de la filtration ne se limite pas à la rétention de MES, mais participe également à plusieurs tâches au sein de la chaîne de traitement en fonction des caractéristiques du matériau filtrant utilisé et les conditions de mise en œuvre.

L'efficacité de la filtration se contrôle classiquement par des mesures de turbidité sur l'eau filtrée, on peut aujourd'hui intégrer le comptage de particules.

f. Désinfection

La désinfection est une étape essentielle de la filière de traitement. Elle assure la désactivation des germes pathogènes et des virus dans l'eau. La bonne qualité bactériologique des eaux distribuées est le critère principal de la notion de potabilité d'une eau.

La stérilisation consiste à ajouter une dose de chlore ou de l'eau de javel à l'eau filtrée, avant l'alimentation des réservoirs de stockage. Ceci permet la destruction des germes pathogènes et de fournir un taux de stérilisant libre pour garantir une désinfection totale de l'eau et une protection durant son stockage et son acheminement dans le réseau de distribution.

g. Stockage

Une station de traitement de l'eau potable doit disposer d'une réserve assurant un approvisionnement de quelques heures pour éviter une pénurie en eau en cas de problèmes techniques. Le stockage présente également un temps de contact important permettant au chlore (ou l'eau de javel) de réagir avec l'eau.

En effet il est donc à noter qu'il est montré par les normes de l'AEP que le traitement de l'eau ça dépend de plusieurs caractères (la situation de la source, son emplacement) et la qualité de l'eau à laquelle on est exposé.

A ces propos on a pu développer ceux qui été important à savoir dans notre cas ; et dans cette optique l'emplacement maximum de la station de traitement est nécessaire à déterminer.

❖ Détermination de l'emplacement maximum de la station de traitement

D'après le levé topographique et l'étude qu'on a menée lors de notre descente sur terrain les paramètres suivant sont pris en considération

- ✓ Côte de départ (PHIE) : 211,39m
- ✓ Débit: $76\text{m}^3/\text{h}$
- ✓ Diamètre de la conduite: 200mm
- ✓ Vitesse de l'eau: 0,78m/s

- ✓ Perte de charge $J = j \times L = 3,64\text{m}$
- ✓ Côte maximum de l'implantation: 207,75m
- ✓ La cote maximum de l'implantation est donc de 207,75m.

La dénivellation entre le barrage et la station de traitement proposée par les bénéficiaires est de 10,00m environs, donc elle permet d'amener gravitèrment l'eau brute. Avant d'arriver à la station de traitement l'eau du barrage est acheminée de la façon gravitaire dans un premier réservoir situé à 7 km du barrage qui collecte l'eau brute venant du barrage.

III-2-2 : Station de traitement

III-2-2-1 : Injection de sulfate d'alumine et de la chaux

Comme la présence de fer et de matières organique sont suspectés dans l'eau brute de la source et pour faciliter aussi le traitement l'injection de sulfate d'alumine et de la chaux sont jugées appropriées avant la filtration de l'eau brute.

- ❖ La chaux c'est pour éliminer le fer en le coagulant et le faire flocculer après.
- ❖ Le sulfate d'alumine attaque les matières organiques en les rassemblant en floccs pour les rendre un peu lourd.

La figure ci-dessous nous montre les différentes injections.



Figure 6 : Injection de sulfate



Figure 7 : Injection de la chaux

Et après passer dans ce stade l'eau passe dans les deux décanteurs parallèlement (préfiltres)

a. préfiltres

But

C'est la phase à laquelle les gros agglomérats et quelque boue se déposent au fond du lit. Ce préfiltre joue le rôle de décanteur et de régulateur de débit dans le filtre à l'aide de trop plein.

Dans notre cas il y a la présence de deux décanteurs : le décanteur horizontal et le décanteur circulaire ; ils ont le même rôle et la même objectif mais :

- ✓ Le décanteur horizontal à une décantation lente à cause de sa petite surface.
- ✓ Le décanteur circulaire à une décantation plus rapide à cause de sa plus grande surface.

Car plus la surface est plus grande l'eau est facile à décanter

La figure ci-après nous fait voir les différents décanteurs.



Figure 8 : Décanteur horizontale Figure 9 : Décanteur circulaire

Dimension génie civil

Les préfiltres en maçonnerie de moellon est de même dimension et même caractéristique que le filtre (sans matériaux filtrant)

b. filtre de traitement

But

Dans la recherche d'une clarification, la filtration est le processus de finition par excellence, parallèlement à ces propriétés de fixation des particules en suspension.

Ce filtre est composé d'un lit de matière granuleuses qui est traversée par l'eau à clarifier à des vitesses variables de $2\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$ à $8\text{m}^3/\text{m}^2/\text{h}$. la hauteur du lit granuleux et la granulométrie des matériaux sont adaptés à la condition d'emploi.

Dimensionnement hydraulique

$$Q = sf \times v_f \Rightarrow sf = Q/v_f$$

Soit Q : le débit de l'eau à traiter (m^3/h) ($60\text{m}^3/\text{j}$)

Sf : la surface filtrante en m^2

V_f : la vitesse de filtration qui dépend de la granulométrie des matériaux utilisés ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{h}$)

Dimension génie civil

Le corps de l'ouvrage est construit en maçonnerie de moellons hourdée, dosée à 350kg de ciment en m^3 de mortier. L'emplacement des pièces en béton armé dosé en 350kg de ciment par m^3 de béton ont été indispensables.

- Surface utile de filtration 1.00m
- Epaisseur des matériaux filtrant
- Sable calibré 0.8 à 15mm, d'épaisseur 0.20m
- Gravier 3 à 6mm d'épaisseur 0.30m
- Gravier 12 à 25mm d'épaisseur 0.50m

La figure suivante nous montre la photo du filtre.



Figure 10 : Photos du filtre

c. équipement

Le filtre et les préfiltres sont équipées de :

- De robinet de vanne (RV) : 40mm de diamètre
- Tuyau en fente de 100 à 150 de diamètre
- De grillage

Tout foie pour assurer l'limpidité de l'eau l'utilisation de l'hypochlorite qui est la dernière phase du traitement reste toujours obligatoire.

Ce dernier est injecté manuellement dans le réservoir à travers la paroi avec une quantité proportionnelle au chlore résiduelle au bout du réseau.

d. Réservoir

• capacité théorique des réservoirs

Les rôles d'un réservoir sont d'une part, emmagasiner ce qui arrive ; d'autre part satisfaire la demande en eau de la population au cours de la journée et joue le rôle de régulateur de débit.

La capacité du réservoir sera donc déterminée en fonction du débit d'alimentation et du débit de distribution au cours de la journée. En ce qui concerne cette dernière donnée, on pourra admettre l'hypothèse indiquée ci- après.

Répartition journalière maximale des débits de consommation

L'intensité de puisage d'eau d'une conduite de distribution varie dans la journée, suivant les habitudes des usagers. Une enquête publiée dans la revue « technique de l'eau en mai 1950 » permet pour une ville moyenne de déterminer la variation de la consommation au cours de la journée.

Soit Z la consommation journalière en eau d'une agglomération

$K = Z/24$ le débit moyen distribué par heure

- de 22h à 6h.....0.125k
- de 6h à 7h.....k
- de 7h à 11h.....3.5k
- de 11h à 16h.....0.4k
- de 16h à 18h2k
- de 18h à 22h0.5k

Cette variation fait remarquer une pointe de consommation journalière entre 22h et 6h.

• **caractéristique de l'ouvrage**

En raison de l'enveloppe de financement et calcul économique et technique, le corps du réservoir a été construit en maçonnerie de moellons hourdée dosée de 350kg de ciment par m³ de mortier.

Il est équipé de :

- – de système de vidange (évacuation des dépôts au fond de radier) lors de l'entretien courant
- – trop plein (pour maintenir le niveau d'eau maximum dans le réservoir)
- – crépine
- – échelle métallique
- – cote de radier de réservoir
- – cote du plan d'eau normale dans le réservoir
- – dimension du réservoir : 300m³

Tous les tuyaux d'équipement sont en fonte.

III-3 : Analyses de l'eau (JIRAMA. Mandrozeza)

Tableau N° 4 : Résultats d'analyses chimiques de l'eau après traitement

Paramètres	Résultats	Normes de potabilisation
DCO	(mg.L ⁻¹)	
TA	0,00(°f)	
TAC	2 ,20(°f)	6,5-8,5
TH	3,60(°f)	50
CO ₃ ²⁻	0,00(mg.L ⁻¹)	
HCO ₃ ²⁻	26,84(mg.L ⁻¹)	
SO ₄ ²⁻	0,00(mg.L ⁻¹)	250
Ca ²⁺	4,00(mg.L ⁻¹)	100
PO ₄ ³⁻	5(mg.L-1)	5
Mg ²⁺	6,32(mg.L-1)	50
Na ⁺	4,14(mg.L-1)	200
K ⁺	12(mg.L-1)	
Cl ⁻	6,39(mg.L ⁻¹)	250
F ⁻	1,5(mg.L ⁻¹)	<1,5
NO ₃ ⁻	5,48(mg.L ⁻¹)	50
NO ₂ ⁻	0,1(mg.L-1)	0,2
NH ₄ ⁺	0,5(mg.L ⁻¹)	0,5

Tableau N°5 : Résultats d'analyses physiques de l'eau après traitement

Paramètres	Résultats	Normes de potabilisation
Température (°C)	20,8	25
pH	7,93	6,5-8,5
MES (mg/L)		1000
Conductivité (µS/cm)	60,7	3000
O2 dissous (mg/L)		0,2
Turbidité (NTU)	5,12	5

- Interprétation

D'après les tableaux ci-dessus, on remarque que l'eau traitée de la rivière de Nandronjia répond à la norme de potabilité de l'eau

Donc l'eau est potable et prête à être distribuée à la population de la commune rurale de Maevatanana.

**PARTIE IV : RESEAU DE
DISTRIBUTION D'EAU
POTABLE POUR LA
COMMUNE RURALE DE
MAEVATANANA**

PARTIE IV : RESEAU DE DISTRIBUTION D'EAU POTABLE POUR LA COMMUNE RURALE DE MAEVATANANA

IV-1: type des conduites

Les conduites sont les moyens les plus sûrs pour transporter d'un endroit à une autre. Ces conduites sont constituées par des tuyaux assemblés les uns aux autres. En Général, les liquides dans ces tuyaux sont en charges.

Les tuyaux utilisés peuvent être :

- - métallique fonte ou acier
- - à base ciment : béton armé ou amiante ciment
- - en matière plastique

Choix entre les types de tuyaux est une question de caractéristique et d'importance du liquide à transporter. Les tuyaux en fonte sont longtemps utilisés pour l'adduction d'eau. On a souvent recours aux tuyaux en acier surtout si les mouvements du sol sont à craindre (à ciel ouvert, passage sous les ponts, canal, rivière, etc.). Les tuyaux en béton armé sont surtout intéressants pour les conduites de gros diamètre. L'évolution de la technologie a trouvé que les tuyaux en matière plastique des nombreux avantages (facile à transporter, à utiliser, moins cher) et sont en général utilisés en concurrence avec les tuyaux traditionnels.

En plus cette diversité a vraiment son importance, qui réside dans les avantages que peut offrir chacun de ces tuyaux, mais en général le choix du type convenable est aussi lié à des facteurs d'ordre économique et technique, comme à titre d'exemple : les conduites en plastique sont reconnues pour leur légèreté, leur souplesse, leur résistances aux fluides agressif et à la corrosion, leur flexibilité (PEHD), leur raccordement sans soudure (PVC).

Il faut noter qu'il y a 4 types des tuyaux en plastique :

- – les tuyaux en polychlorure de vinyle non plastifiés (PVC)
- – les tuyaux en polyéthylène basse densité ou PE25 (PEBD)
- – les tuyaux en polyéthylène haute densité PE50 (PERD)
- – les tuyaux en stratifiés verre – résine.

Dans notre cas, le choix de la conduite est imposé par la topographie du terrain mais aussi aux prescriptions de l'AEP ; pour les raisons susmentionnées le choix est fait avec le PVC et la Fonte.

IV-2: Structuration du réseau

Le réseau de distribution est constitué :

- De conduites principales, secondaires et tertiaire (branchement privé et borne fontaine) en PVC ;
- D'installations de sécurité et de régulation telles que les ventouses, les vidanges, les vannes de sectionnement etc.
- De points de dessertes (les bornes fontaines).

IV-3: propriétés des conduites

IV-3-1: rugosité

La rugosité définit l'état de la surface interne de la conduite. Elle décrit son degré d'aspérité, et pour avoir ou non une unité selon les auteurs qui lui utilisent dans les formules de calcul des pertes de charge (tableau ci-dessous). Elle diffère d'un tuyau à l'autre et dépend de la nature de la matière de base et de l'ancienneté de la conduite.

IV-3-2: Diamètre des conduites

En général, les conduites en charge sont de forme circulaire. Connaissant les débits Q , vérifions les vitesses de l'écoulement. On peut calculer le diamètre de la conduite à l'aide de la formule suivante:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \times V \Rightarrow V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

Où Q : débit de l'écoulement [m^3/s]

D : diamètre intérieur de la conduite [m]

V : vitesse de l'écoulement [m/s]

- diamètre nominal

L'autre caractéristique est le diamètre nominal ou externe. Chaque type de tuyau a une gamme de diamètre nominale bien précise, parmi lesquels on peut choisir le plus convenable

Par exemple :

Tableau N°6 : Dimension des PVC (ONEP 2011)

Diamètre externe (mm)	Diamètre interne (mm)
50	42.6
63	53.8
75	63.8
90	76.8
110	93.8
125	102.2
140	114.6

IV-3-3: vitesse de l'écoulement

La vitesse de l'eau dans les conduites est de l'ordre de 0.30 à 1.50m/s. ceci pour éviter la formation de dépôt et de la perturbation dans les conduites. L'utilisation des produits chimiques dans notre cas accentue le fait de respecter ces chiffres.

IV-3-4: pression nominale

C'est l'une des propriétés les plus importantes des tuyaux. Pour la canalisation en plastique, elle correspond à la pression de service admissible, en bar, pour les transports de l'eau à 20°C.

Le choix de la pression nominale convenable se fait en prenant une PN supérieure à la plus haute pression déclarer dans un nœud du réseau

IV-3-5 : Limitation des pressions

En général, la pression (en hauteur d'eau) dans le point de puisage (borne - fontaine ou autre) est comprise entre 3 et 40m. Cette pression (pression au sol) indique le V2/2g près.

$$\text{Pression au sol} = \text{côte piézométrique} - \text{côte au sol}$$

IV-3-6 : pertes de charges

Dans les conduites en charges, il n'y a que 2 perte de charge :

- Perte de charge singulière
- Perte de charge linéaire

Perte de charge singulière

La perte de charge singulière est racontée dans les pièces d'équipement (raccorde, vanne, té, manchon, réduction, borne fontaine) cette perte de charge est en fonction de $KV^2/2g$

K : le coefficient qui dépend de la pièce

V : vitesse de l'écoulement

G : accélérateur de pesanteur

Leur influence n'est plus comparée aux pertes de charges linéaires et par conséquent on les estime à 10% de celles-ci :

$$\Delta H_S = 10\% \Delta H_L$$

ΔH_L : perte de charge linéaire

ΔH_S : perte de charge singulière

Perte de charge linéaire

Les pertes de charges linéaires sont dues d'une part, au frottement des filets d'eau en mouvement les uns sur les autres, et d'autre part, à leur contact avec les parois interne tout au long de la conduite. Il est en fonction de plusieurs facteurs (vitesse de l'eau, diamètre et longueur de la conduite, rugosité des parois intérieures de la conduite)

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

- a) formule de WILLIAMS et HAZEN (annexe)
- b) formule de DARCY-WEIBACH (annexe)
- c) Formule de Chezy-Manning (annexe)

• Remarque sur les deux pertes de charge

D'après le calcul nous avons remarqué que la perte de charge singulière est très faible ou négligeable par rapport à la perte de charge linéaire ($V/2g$ est très faible) donc nous pouvons le négligé

➤ **Remarque sur les caractéristiques des tuyaux en matière plastique**
:(classes de conduite)

En générale l'utilisation des tuyaux PVC n'est pas rentable dans le milieu rural et dans la commune rurale uniquement à cause de son coût très élevé. Ce qui oblige à recours l'utilisation des tuyaux PEHD dans la mesure du possible. Les tuyaux PEHD sont classés en cinq séries (pression nominale)

- séries de 4 bars (bande bleue)
- séries de 6 bars (bande rouge)
- séries de 10 bars (bande jaune)
- séries de 12,5 bars
- séries de 16 bars (bande verte)

Les séries indiquent la pression que les tuyaux peuvent supporter en cours de service (Pression au sol, remblai, support).

NB: 1 bar = 10m.

En effet deux variantes de propositions de diamètre de conduite ont été étudiées:

- première variante: minimiser les diamètres de la conduite sans limitation de la pression interne

- deuxième variante : mettre en place deux brises charge en différents points réseau afin de réduire au minimum les pressions et les diamètre de la conduite.

Et d'après des études ils ont remarqués que le choix de la deuxième variante coûtée très chère puisque que ils ont étaient obligé de construire d'autres ouvrages ce qui n'est ni rentable ni efficace pour la réseau de distribution, donc ils ont choisies la première variante, en utilisant quelque tuyaux de séries de 10bars, les accessoires et équipement de la conduite pour résister à cette pression.

IV-4: les accessoires

Il entre sous la dénomination d'accessoire toute pièce montée sur le réseau de conduite :
Les coudes, les tés, les vannes ...ceux-ci sont généralement identifiés par deux éléments :
DN et la PN.

IV-4-1 : la vanne de sectionnement

Appelées aussi robinet-vanne, elles servent à isoler les différents tronçons du réseau lors d'une réparation sur l'un d'entre eux, en tournant un vis qui abaisse ou élève verticalement une sorte de lentille.

Son symbole est : RV DN X

X : étant le diamètre nominal de la vanne



Figure 11: Vanne de sectionnement

IV-4-2: Les machettes de traversée

C'est un accessoire en fonte qui a comme rôle de supporter

Le poids du béton formant le mur du regard et de protéger

La conduite en plastique lors de la traversée de ce mur.

Son symbole est : MT DN X



Figure 12 : Machettes de traversée

IV-4-3: les raccords à brides major :

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

Son symbole s'écrit comme : RBM DN X/Y

Avec X : est le diamètre nominal avant le RBM

Y : est le diamètre nominal après le RBM



Figure13 : Raccords à brides major

IV-4-4: les coudes :

Ce sont des accessoires de déviation de la direction
De circulation des eaux, ils existent en différents angles.



Figure 14 : Coudes

IV-4-5: le cône de réduction à brides :

Ce sont des organes de raccordement en cas de changement de diamètre, du grand au petit et inversement.

Son symbole est : CRB DN X/Y

Avec X : le diamètre nominal d'entrée au cône

Et Y : le diamètre nominal de sortie de cône



Figure 15 : Cône de réduction à bride

IV-4-6: la plaque pleine :

C'est un bouchon qu'on monte à l'extrémité d'une conduite
antenne pour arrêter la circulation des eaux. Dans les tuyaux
attachés à ces plaques on aura souvent une stagnation des
eaux, c'est ce qui nous mène à les éviter chaque fois
qu'il est possible.



Figure 16 : Plaque pleine

IV-4-7: les tés :

Accessoire en forme de « T » utilisé pour le raccordement de la canalisation secondaire à
la canalisation principale.

Son symbole est : Té DN X/Y.

Avec X : est la DN de la conduite principal

Y : est la DN de la conduite secondaire



Figure 17: Té

IV-4-8: le poteau d'incendie :

Les bouches ou les poteaux d'incendie doivent être raccordés, selon les normes de
l'ONEP au minimum à des conduites de DN 90 et doivent avoir un rayon d'influence de 200m
chacune. Leur débit de service de 17l/s n'est pas introduit dans les calculs des besoins en eau,

puisque il s'agit seulement d'une demande occasionnelle et les risque d'incendie son vraiment négligeable. Mais en cas de déclaration d'un incendie, on recourt à fermer tous les réseaux et limiter l'alimentation seulement aux bouches d'incendie.

IV-5: les ouvrages annexes

Il s'agit d'ouvrages assurant le fonctionnement performant du réseau.

IV-5-1: regard de vidange :

C'est une sorte de vanne associée à une conduite versant dans un regard maçonne, monté sur le réseau dans les points les plus bas.

Ils servent à vidanger les conduites, et son constituées d'une canalisation piquée sur le réseau et aboutissant à un regard maçonné qui sera le siège provisoire des eaux de vidange.

Le point de piquage doit être au-dessous de la conduite du réseau pour garantir le non remonté de l'eau.

IV-5-2: regard de la ventouse :

La ventouse est un appareil mis en place aux points les plus hauts, et qui sert à évacuer l'air emprisonné dans les tuyaux pour contourner les pannes dévastatrices liées à l'air compressé.

Cet appareil peu aussi injecté de l'air dans les conduites lors de la séance de vidange dans le but d'éviter toute déformation des tuyaux.

IV-5-3: trace du réseau

En générale pour la distribution d'eau potable dans les communes, les réseaux peuvent classes comme suit :

- Les réseaux ramifiés
- Les réseaux mailés

Les réseaux ramifiés dans lesquels les conduites ne comportent aucune alimentation en retour, présentent un avantage plus économique mais il manque de sécurité et de souplesse. En cas de rupture, tous les abonnés d'aval son privées d'eau quand survient un accident sur les conduites principales.

Le réseau maillé permet au contraire une alimentation en retour. Il est plus coûteux lors de son installation, mais en raison de la sécurité qu'il procure, il est plus en milieu urbain

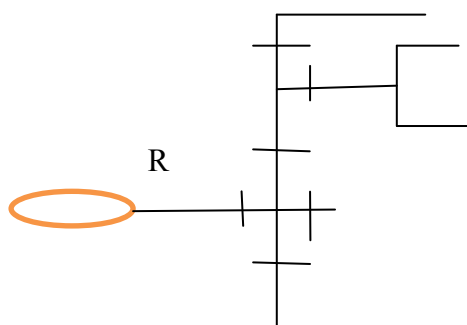


Figure 18 : Réseau ramifié

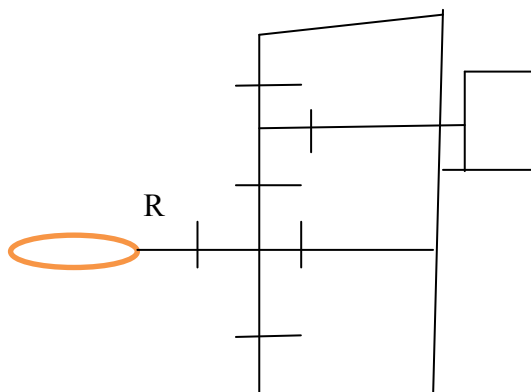


Figure 19 : Réseau maillé

IV-6 : Dotation en eau

Le débit journalier en eau potable par le système AEPG de la commune rurale de Maevatanana depuis le stockage d'eau traitée est de 534,1 m³/J et le débit maximal est de 910 m³ /j.

Le tableau ci-après nous montre la consommation en eau par jour

Tableau N°7: Consommation en eau journalière par la commune

Consommateurs	Nombres	Dotation en eau
Habitants	155095	10l/j/habitant
Elèves	10000	10 l/j/élève
Hôpital	3000	100 l/j/lit
Visiteurs	10000	5 l/j/visiteur
Total (litre)	178095	2000950 L/j

Interprétation :

D'après le tableau et le débit de la source, nous pouvons conclure que la ressource en eau est insuffisante pour la commune rurale de Maevatanana.

Le débit maximal journalier est de $910 \text{ m}^3 / \text{j}$ alors que le besoin en eau de la population de la commune rurale de Maevatanana est de $2000 \text{ m}^3/\text{j}$.

CONCLUSION

CONCLUSION

Nous avons étudié la source et le système d'adduction d'eau potable par gravitaire de la commune rurale de Maevatanana. Ensuite on a fait l'analyse et le traitement de l'eau brute venant de Nandronjia qui alimente la commune.

Après analyse et traitement de l'eau, on a pu constater que l'eau est potable est prête pour la distribution

Malgré le débit assez élevé en eau potable, le besoin en eau de la commune rurale de Maevatanana reste encore insuffisant pour la population.

Vu que le besoin en eau de la commune rurale de Maevatanana est insuffisant, nous avons proposé les solutions suivantes, en premier lieu on a envisagé d'augmenter le volume du réservoir d'eau potable avant distribution. Et en second lieu, l'adduction d'eau potable par pompage de la rivière d'Ikopa permet aussi de satisfaire le besoin en eau pour la commune et c'est une perspective de projet qu'on va faire dans un futur proche.

ANNEXES

ANNEXES I : METHODE DE DEVERSOIRS EN MINCE PAROI

1. DÉVERSOIRS SANS CONTRACTION LATÉRALE

Dans la gamme des conditions pour lesquelles les données expérimentales disponibles sont valables, le déversoir triangulaire en mince paroi est un dispositif très précis pour les mesures de débits (fig. 20.1).

Il doit être formé d'une échancrure en V symétrique, située dans une mince paroi verticale. La bissectrice de l'angle de l'échancrure doit être verticale et équidistante des côtés du canal d'approche. La paroi du déversoir doit être lisse et plane, surtout sur la face amont et elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.

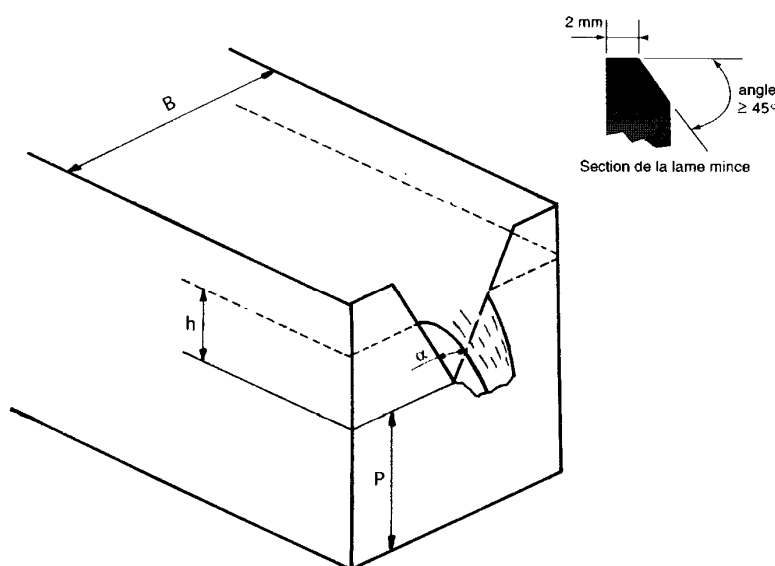


Figure20-1 : Déversoir triangulaire en mince paroi (tiré de G. REMENIERAS).

- Formule fondamentale du débit. La formule générale du débit pour un déversoir triangulaire en mince paroi est:

$$Q = C_d \frac{8}{15} \sqrt{2g} \tan \frac{\alpha}{2} h^{5/2}$$

Où:

Q est le débit (m^3/s);

C_e - le coefficient de débit $f(a, h/p, p/B)$;

g - l'accélération de la pesanteur (m/s^2);

a - l'angle formé par les parois de l'échancrure;

h_e - la charge piézométrique fictive ou hauteur de la surface liquide amont par rapport au point bas de l'échancrure (m).

Trois dimensions de déversoirs triangulaires sont recommandées par l'Organisation Internationale de Normalisation:

- l'échancrure type 90° où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à deux fois la hauteur verticale correspondante ($\tan a / 2 = 1$);
- l'échancrure type $1/2$ ($a = 53^\circ 8'$) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la hauteur verticale correspondante ($\tan a / 2 = 0.5$);
- l'échancrure type $1/4$ ($a = 28^\circ 4'$) où l'écartement des sommets de l'échancrure est égal à la moitié de la hauteur verticale correspondante ($\tan a / 2 = 0.25$).

Si le lit et les parois du canal d'approche sont éloignés de l'échancrure on peut se servir des formules suivantes:

- échancrure type 90° $Q = C_e \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}$;
- échancrure type $1/2$ $Q = C_e \frac{4}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}$;
- échancrure type $1/4$ $Q = C_e \frac{2}{15} \sqrt{2g} h_e^{5/2}$

$$0.58 < C_e < 0.61.$$

En plus des conditions générales d'installation, les restrictions d'ordre pratique suivantes doivent être respectées:

$$0.05 \text{ m} < h < 0.40 \text{ m } h: \text{ charge}$$

$$p > 0.45 \text{ m } p: \text{ pelle amont}$$

$B > 1.2 \text{ m}$ B : largeur du canal

$h/B < 0.20$

Une formule plus récente applicable à des déversoirs triangulaires d'angle au sommet $\alpha = 90^\circ$ tient compte du terme $V_0^2/2g$ en amont et peut-être utilisée pour des valeurs de p faibles:

$$Q = 0.602 \frac{8}{15} \sqrt{2g} h_p^{5/2} \left[1 + 0.2577 \frac{h^4}{B^2 (h+p)^2} \right]$$

Les conditions d'expérimentation ont été:

$0.05 \text{ m} < h < 0.15 \text{ m};$

$p < 0.40 \text{ m};$

$B = 0.30 \text{ m}.$

2. DEVERSOIRS A CONTRACTION LATÉRALE

Le déversoir normalisé est composé d'une échancrure rectangulaire, symétrique dans une mince paroi verticale. Toute la paroi doit être lisse et unie, surtout sur la partie amont. Elle doit être perpendiculaire aux parois et au fond du canal.

La crête du déversoir doit être une surface plane horizontale, perpendiculaire avec la face amont de la paroi du déversoir. L'intersection de ces deux surfaces doit être rectiligne et à arête vive. La largeur de la surface de la crête (mesurée perpendiculairement à la face de la paroi) doit être égale à 2 mm

Fig. 20-2. Donnent les schémas d'un déversoir rectangulaire en mince paroi.

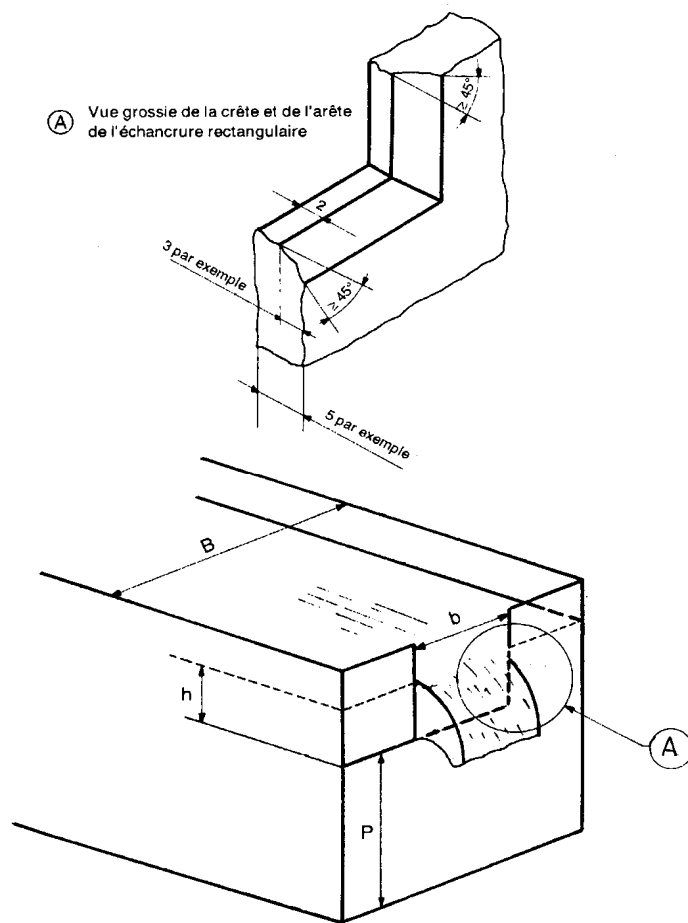


Figure 20-2 : Déversoir rectangulaire en mince paroi avec contraction latérale (tiré de G. REMENIERAS).

Le déversoir est dit avec contraction latérale lorsqu'une échancrure est pratiquée dans la paroi mince; le déversoir est dit sans contraction latérale lorsque la longueur de la lame déversant est égale à la largeur du canal.

La formule la plus générale du débit recommandée par l'Organisation Internationale de Normalisation pour un déversoir rectangulaire en mince paroi est la formule de Kindsvater-Carter:

$$Q = C_e \frac{2}{3} \sqrt{2g} b_e h_e^{5/2}$$

Où:

Q est le débit (m^3/s);

C_e - le coefficient de débit;

g - l'accélération de la pesanteur (m/s^2);

b_e - la largeur fictive de l'échancrure (m);

h_e - la charge piézométrique fictive ou hauteur de la surface liquide en amont par rapport au niveau de la crête (m).

Avec:

$b_e = b + k_b$ si b est la largeur du déversoir;

$h_e = h + k_b$ si h est la charge mesurée.

En pratique $h_e = h + 0.001$ m.

Dans le cas du déversoir rectangulaire à mince paroi sans contraction latérale:

$$C_e = 0.602 + 0.075 \, h/p,$$

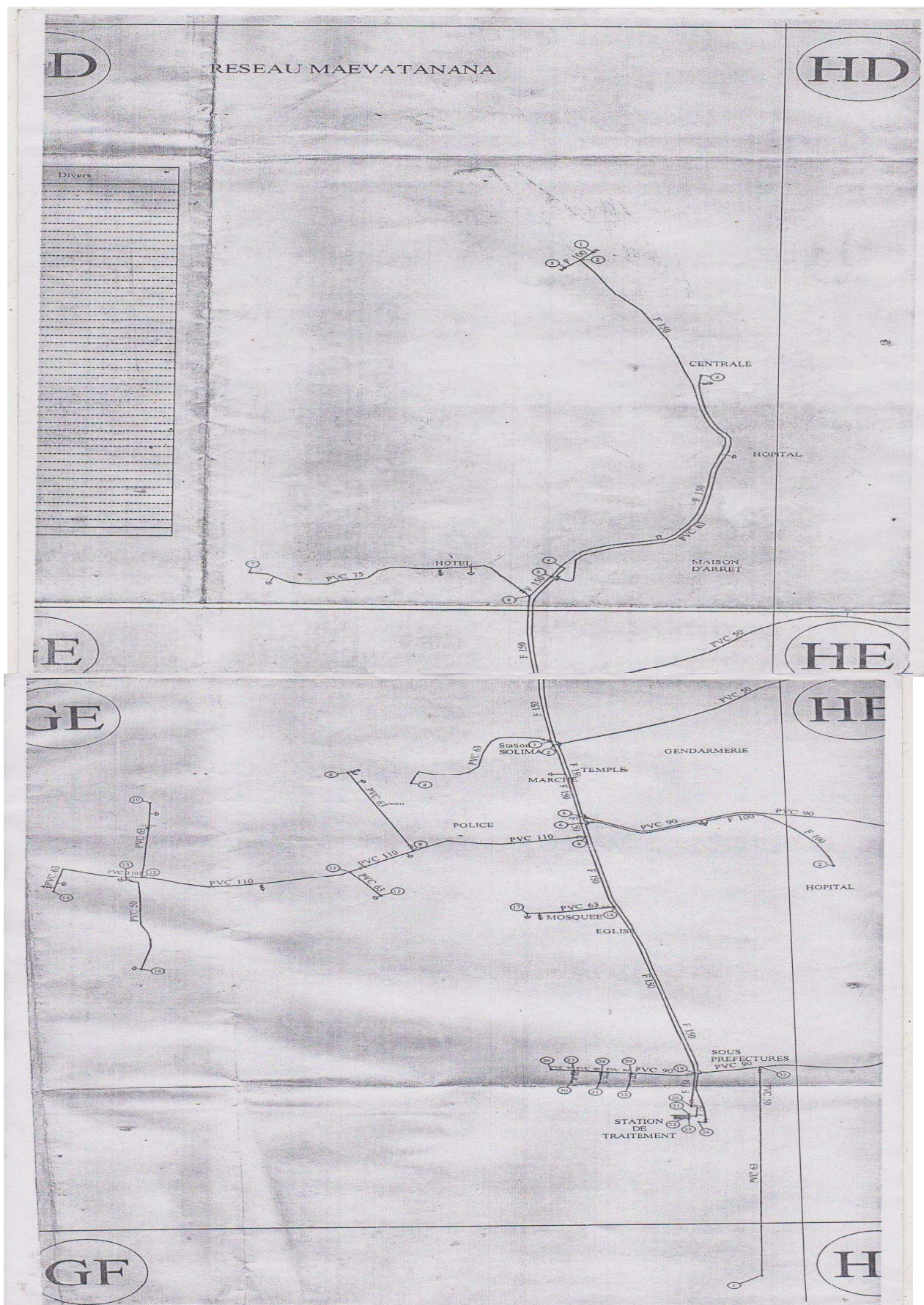
p est la hauteur de la crête du déversoir mesurée à partir du fond du canal (ou pelle).

Dans le cas des déversoirs à contraction latérale:

$$C_e = a + a' \cdot h/p.$$

Les valeurs de C_e et de k_b sont données sur les figures en fonction du rapport b/B de contraction entre la largeur b de l'échancrure et la largeur B du canal amont.

ANNEXE II : RESEAU D'ADDUCTION DE MAEVATANANA



N° Tronçon	Nat et Φ	Long. (m)	Année de Pose	Abonnés		Consom. (M³)		Casse sur réseau			Casse sur Bt		BF	Divers
				M - I	M	M - I	M	Nb	Ab conc	T. Réponse	Nb	T. Réponse		
GD2 - GD1	F 100													
GD2 - GD3	F 100													
GD5 - GD2	F 150	1180												
GD6 - GD4	PVC 63	580		31		1287								
GD6 - GD5	F 150	485												
GD8 - GD6	F 150	22		4		98								
GD8 - GD7	PVC 75	336		20		897								
GE1 - GD8	PVC 110	210		26		646								
GE1 - GE2	PVC 63	7												
GE11 - GE12	PVC 63	300		7		107								
GE11 - GE15	PVC 110	60												
GE12 - GE10	PVC 63	206		11		407								
GE12 - GE13	PVC 50	8												
GE13 - GE14	PVC 63	210		21		588								
GE13 - GE16	F 150	210		4		401								
GE18 - GE17	F 150	100		22		522								
GE18 - GE8	F 150	178		17		355								
GE19 - GE18	PVC 90	418		24		306								
GE19 - GE20	PVC 90	90		2		9								
GE19 - GE29	F 150	90		2		16								
GE19 - GE33	F 150	116		3		5								
GE2 - GE5	F 150	245		28		944								
GE2 - HD1	F 150	615		24		1017								
GE21 - GE22	F 150													
GE22 - GE20	F 150													
GE23 - GE22	PVC 90													
GE24 - GD5	PVC 63													
GE27 - GE26	PVC 90	20		2		10								
GE27 - GE30	PVC 90	30		4		8								
GE28 - GE27	F 150	35		1		6								
GE29 - GE28	PVC 50	35		2		3								
GE31 - GE28	PVC 63	30		4		11								
GE32 - GE29	PVC 63	30		4		16								
GE33 - GF1	PVC 63	500		1		58								
GE33 - HE3	PVC 90	372		23		543								
GE4 - GE1	PVC 63	240		11		349								
GE5 - GE6	F 150	38		3		127								
GE5 - HE1	PVC 90	393		14		1004								
GE6 - GE8	F 150													
GE6 - HE2	F 100	333		9		788								
GE8 - GE9	PVC 110	218		29		554								
GE9 - GE11	PVC 110	90		16		164								
GE9 - GE3	PVC 63	240		40		984								
TOTAL		8260		409		12211								

ANNEXE III : FORMULES DE BASE POUR LES PERTE DE CHARGE

a) formule de WILLIAMS et HAZEN :

C'est la plus utilisée aux Etats-Unis, et elle n'est applicable que pour les écoulements d'eau. Son expression est la suivante (générale d'eau 2009) :

$$H_L = \frac{10.674 L Q^{1.852}}{C^{1.852} d^{4.871}}$$

:

H_L : Perte de charge

en m

Q : débit en m³/s

L : longueur du tuyau en m

d : diamètre du tuyaux

C : coefficient de la rugosité de Hazen-Williams

b) formule de DARCY-WEIBACH :

La formule de Darcy-Weibach est théoriquement la plus correcte et la plus largement utilisée en Europe (Générale des eaux 2009). Elle s'applique à tous les régimes d'écoulement et à tous les liquides.

Depuis 1857, Darcy a proposé une formule pour le calcul de perte de charge linéaire:

$$J = \frac{4}{D} \left(\alpha + \frac{\beta}{D} \right) \times V^2$$

Où D : diamètre intérieur de la conduite [m]

V : vitesse moyenne de l'écoulement [m/s]

j : perte de charge [m/m de canalisation]

α : coefficient de Coriolis

β : coefficient de Bousines

Ces deux coefficients dépendent de la nature de la conduite

Avec $b_1 = \alpha \div \frac{\beta}{D}$ et $Q = \frac{\pi D^2}{4} \times V^2$

On obtient $j = \frac{64 b_1 \times Q^2}{\pi^2 \times D^5}$

Jusqu'à 1950 que Darcy vient de déterminer la formule fondamentale définissant le coefficient de perte de charge

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD}$$

J : gradient de perte de charge en m /km

V : vitesse de l'écoulement en m/s

g : accélération de pesanteur $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

D : diamètre en m

λ : coefficient de frottement

c) formule de COLEBROOK

La formule actuelle la plus utilisée est celle de COLEBROOK

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left[\frac{K}{3.71D} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right]$$

Avec K : coefficient de rugosité de la paroi intérieure de la conduite [m]

Re : nombre de Reynolds de l'écoulement qui dépend de la vitesse de l'écoulement, viscosité du liquide, diamètre de la conduite.

$$Re = \frac{V \cdot D}{\mu}$$

Et après calculer de gradient de la perte de charge il suffit de le multiplier par la longueur de la conduite ;

$$\Delta H = J \cdot L$$

ΔH : perte de charge en m

J : gradient de charge en m/km

L : longueur de conduite en km

d) Formule de CHEZY-MANNING

La formule de Chézy-Manning est généralement utilisée pour les écoulements dans les canaux découverts (écoulement à surface libre) et pour les grands diamètres (Générale des eaux, 2009).

$$H_L = \frac{10.294 n^2 L Q^2}{d^{5.33}}$$

H_L : Perte de charge en m

Q : débit m^3/s

L : longueur de tuyau, en m

d : diamètre de tuyau, en m

n : coefficient de rugosité de Manning

Plusieurs auteurs ont proposés des formules pour pouvoir calculer ce perte de charge mais ces formules dépend de plusieurs facteurs : de ce fait on calcule la perte de charge pour les tuyaux en PVC et PEHD par la formule suivante :

$$j = 0.000831 \times Q^{1.75} \times D^{-4.75}$$

Référence : pont à mousson 1975 : canalisation P 131

Ou j : perte de charge unitaire

Q : débit de l'écoulement

D : diamètre intérieur de la conduite.

ANNEXES IV : METHODES D'ANALYSES

❖ Eau Brute

➤ analyse du fer

On prend 100ml d'eau brute et on mélange avec une dithionite de 0.2g. Ensuite on la verse 5 gouttes d'ammoniac

Résultat : pas de fer => on doit plus mettre de chaux

➤ Analyse des Matières Organique en Suspension

On prend 1L d'eau brute de la solution mère

Solution mère : on prend 100ml d'eau filtre et 10g de sulfate puis on agite ensemble

On verse petit à petit dans l'eau brute de 1L et on agite lentement jusqu'apparition de floc
=>à peu près 18g

➤ Analyse de Titre hydrométrique (TH) :

○ Principe

Il est réalisé par titrage du calcium et du magnésium avec une solution du sel dissodique d'acide éthylène diamine tétra acétique à un PH=10. Lors du titrage, l'EDTA réagit tout d'abord avec les ions Ca^{2+} et Mg^{2+} libres en solution.

Au point d'équivalence les ions combinés avec l'indicateur, ce qui libère l'indicateur et provoque un changement de la couleur du bordeaux au bleu.

Le TH est exprimé en degré Français (°F).

○ Mode opératoire

> Verser 100ml d'eau à analyser dans un erlen Meyer.

> Ajouter 4ml du tampon ammoniacal, en plus d'une pincé d'indicateur coloré Noir Eriochrome T.

> Titrer avec l'EDTA goutte à goutte jusqu'au virage de l'indicateur au bleu foncé.

○ Expression des résultats :

V1 Coloration bleu signifie qu'il n'y a pas de titrage : $TH=0^{\circ} F$.

v' Coloration rose signifie qu'il y'a titrage avec l'EDTA 0,02N jusqu'à la coloration bleu pour avoir un volume (V1) qui est la chute de la burette.

$$TH=V1 \times 10^{\circ} F$$

➤ Mesure de PH :

Le pH par définition est une mesure de l'activité des ions H^{+} contenus dans une solution.

○ Mode opératoire :

> Étalonner le pH à l'aide des deux solutions tampons.

> Plonger l'électrode dans l'eau à analyser et lire la valeur du pH.

> A chaque détermination du pH, retirer l'électrode, rincer avec l'eau distillée et sécher.

❖ Eau traité

Le laboratoire contrôle la qualité des eaux destinées à la consommation, et parmi les analyses qui peuvent être effectuées dans ce laboratoire c'est :

➤ Degré Chlorométrique :

Le chimiste de laboratoire contrôle le degré chlorométrique d'eau de javel qui doit être comprise entre 45° et 48°

○ Mode opératoire :

1^{er} étape : Dilution de l'eau de javel à 50ml

✓ 1ml l'eau de javel

✓ 49ml de l'eau distillée

2^{eme} étape :

✓ 100ml d'eau distillée.

✓ 10ml d'eau de javel diluée

✓ 5ml d'acide sulfurique + de KI (potassium iode)

✓ Titre à thiosulfate de sodium jusqu'à la couleur jaune clair

✓ Ajouter 2 à 3 ml d'amidon jusqu'à la couleur transparent

✓ Lire le volume de thiosulfate utilise

ANNEXES V :NOTION PRINCIPALE DANS UN RESEAU D'AEP

- ✓ Pression nominale : elle correspond à la pression de service admissible dans une conduite, en bar, pour le transport de l'eau à 20°C
- ✓ Diamètre nominale : c'est le diamètre extérieur pour les conduites en plastique, et le diamètre intérieur pour les conduites en fonte. Son unité est le mm
- ✓ Le débit : c'est la quantité d'eau qui s'écoule à travers la section interne de la conduite pendant une unité de temps. Contrairement à la pression, le débit qui entre dans un nœud est le même qui sort de celui-ci son unité est le m³/s.
- ✓ La vitesse : c'est la longueur de tuyaux parcourue par l'eau dans un temps donné, son unité est le m/s.

Cette vitesse peut être déterminée par l'utilisation de la formule du calcul du débit :

$$Q=S \times V \Rightarrow V=\frac{Q}{S}$$

BIBLIOGRAPHIE

- 1-Aspects technique en alimentation en eau potable 2009
- 2-bourbon plastique bâtiment, PEHD eau potable 2009
- 3-Générale des eaux de 2012 chap. 5 et 15
- 4-G.REMENIERAS 1998
- 6-Memoir de fin d'étude de BENARY Christian Nicolas, spécialité hydraulique
promotion 1999 p 12 / 18/ 20/ 37/ 39/47/50/ (web le 24/02/2016)
- 7-Memoir de fin d'étude d'AHBARI Abdellatif sur l'étude d'orientation en eau potable
d'un lotissement centre de Marrakech (web le 21/02/2016)
- 8-Mr RALAMBOSAMIMANANA Mamy cour d'adduction de l'eau potable AEP à L3
chap. 3 et 5 année 2014-2015
- 9-ONEP ; modalisation et simulation d'un réseau de distribution d'eau potable, 2005
- 10-ONEP hydraulique urbaine document 2009
- 11-mémoire –Tohera de fin d'étude Cartographie Web pour l'Aide au Suivi Technique et
Financier de Service d'Eau Potable p 13 ; 17 ; 23 ; 38 et 46
- 12-pont à mousson 1975 : canalisation P 131

WEBOGRAPHIES

- 1-Aspects technique en alimentation en eau potable 2009 (23/02/2016) à 11h
- 2-Générale des eaux de 2011 (23/02/2016) à 08h
- 3-Google earth (le 21/02/2016) à 07h
- 3-<http://www.ruralpovertyportal.org/french/regions/africa/mdg/index.htm> (22/02/2016) à 09h
- 4-Institut National de la Statistique de Madagascar (22/02/2016) à 19h
- 5-ONEP ; modalisation et simulation d'un réseau de distribution d'eau potable, 2005 (21/02/2016) à 10h
- 6-ONEP hydraulique urbaine document 2009 (22/02/2016) à 10h
- 7-wikipedia (27/02/2016) à 15h
- 8-source : Institut National de la Statistique de Madagascar (web).

RANDRIAMIASAMANANA	MOHAMED
Tahina Jacobin	Youssouf
Lot IIF33 IMD Ambaniatsimo Andraisoro	Cite 79 Ambohipo
jacksnantsoina@gmail.com	mohamedyoussouf@gmail.com
0348136827	0342723874

RESUME

Dans ce travail, on démontre les quatre parties dont le premier est consacré à la zone d'étude qui repose aux généralités et à la situation de la commune et la deuxième partie développe sur la source et système d'exploitation d'eau de la commune ensuite la troisième partie sur les analyses et traitements de l'eau pour la commune rurale de Maevatanana et enfin la réseaux de distribution, pour avoir une adduction d'eau potable par système gravitaire.

Mots clés : Système gravitaire

Système d'exploitation d'eau

Adduction d'eau potable

Dotation d'eau

Abstract

In this work, we did the study into four parts: the first is devoted to the study area based on the general and the situation of the municipality and the second part develops on the source operating system water town then the third part of the analysis and treatment of water for the rural town of Maevatanana and finally the distribution networks, to have a supply of drinking water by gravity system.

Keywords: Gravity System

Water operating system

Drinking water supply

Provision of water