

LISTE DES ABREVIATIONS

AEP : Adduction d'Eau Potable

AEPG : Adduction d'Eau Potable Gravitaire

AR : ARIARY

BAD : Banque Africain pour le Développement

BF(P) : Borne Fontaine (Publique)

BI : Branchement Interne

BP : Branchement Particulier

BV : Bassin versant

CEG : Collège d'Enseignement Général

CR : Commune Rurale

CRS : Catholics Reliefs Services

CSB : Centre de Santé de Base

CTGREF : Centre Technique du Génie Rural, des Eaux et Forêts

CUA : Commune Urbaine d'Ampefy

EAH : Eau, Assainissement, Hygiène

ECAR : Eglise Catholique Apostolique Romaine

EIE : Etude d'Impact Environnemental

EPC : Ecole Primaire Catholique

EPP : Ecole Primaire Publique

ETP : Evapotranspiration Potentielle

ETR : Evapotranspiration Réelle

FJKM : Fiangonan'i Jesoa Kristy eto Madagasikara

FTM : Foiben'ny tao-Tsaritanin'i Madagasikara

FKT : Fokontany

g : gramme

h: heure

Ha : Hectares

HTVA : Hors Taxes sur les Valeurs Ajoutées

IEC : Information Education Communication

IEC : (Information Education et Communication)

INSTAT : Institut National des Statistiques

JIRAMA: Jiro sy Rano Malagasy

Kg : Kilogramme

Km² : Kilomètre carré

l : litre

l/ hab : litre par habitant

l/j : litre par jour

l/s : litre par seconde

m : mètre

m/s² : mètre par seconde au carrée

m² : mètre carré

m³/h : mètre cube par heure

MAP: Madagascar Action Plan

MECIE : Mise En Compatibilité des Investissements à l'Environnement

mm : millimètre

mn : minute

MTC : Montant des Travaux des Canalisations

MTG : Montant des Travaux de Génie civil

Ø : Diamètre nominal d'une armature ou de conduite.

OMD : Objectif du Millénaire pour le Développement

OMS : Organisation Mondiale de la Santé

ONG : Organisation Non Gouvernementale

ONU : Organisation des Nations Unies

OTIV: Ombona Tahiry Ifamonjena amin'ny Vola

P.S : Pression par rapport au Sol

P.U : Prix Unitaire

PCD : Plan Communal de Développement

PEHD : Polyéthylène à Haute Densité

PK : Point Kilométrique

PMD : Plan Municipal de Développement

PME : Petites et Moyennes Entreprises

PPN : Produits de Première Nécessité

PTT : Postes et Télécommunications

PVC : Polychlorure de Vinyle

Q : débit

Q disp : Débit disponible

RGPH : Représentation Graphique en Histogramme

RN : Route Nationale

s : seconde

S : Surface

T : Tonnes

T/m³ : tonne par mètre cube

TRI : Taux de Rentabilité Interne

TTC: Tout Taxes Comprise

TVA : Taxes sur les Valeurs Ajoutées

U : Unité

VAN : Valeur Actuelle Nette

WASH: Water and Sanitation, Hygiene

α : Coefficient sans dimension.

Δ : Variation.

μ : Coefficient sans dimension.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

cm : Centimètre

σ : Contrainte normale en général

% : pourcent

° C : degré Celsius

Σ : Sommation.

Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

Déclare sur l'honneur

Je soussigné, **ANDRIANANTENAINA Delphin Rodolphe**, auteur du mémoire intitulé «**Projet d'adduction d'eau potable de la commune rurale d'Ampefy** » déclare sur l'honneur que :

- ◆ *Ce document est le résultat de mes travaux personnels, travaux qui n'ont fait encore ni l'objet de publication ni l'objet de soutenance ailleurs.*
- ◆ *Dans cet écrit, je n'ai pas copié, ni reproduit des œuvres d'autrui.*
- ◆ *Conformément à l'usage en matière de travaux destinés au public, j'ai précisé à partir de la bibliographie les sources exactes des documents exploités, des extraits ou formule de tierce personne.*

Fait Antananarivo le

ANDRIANATENAINA Delphin Rodolphe

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS	0
LISTE DES ABREVIATIONS.....	2
LISTE DES FIGURES	13
LISTE DES CARTES	14
LISTE DES ANNEXES ET PLANS.....	15
INTRODUCTION.....	16
PARTIE I GENERALITES SUR L'ETUDE DE PROJET, SUR LE CAPTAGE ET LES RESSOURCES EN EAU	19
I.GENERALITES.....	19
I.1. DONNEES SOCIO-ECONOMIQUE	19
I.2. LES DONNEES NECESSAIRES POUR LA PROJECTION DU BESOIN EN EAU	20
I.3. METHODE DE CALCUL DU BESOIN DE PRODUCTION EN EAU JOURNALIER	21
I.4. LA CONSOMMATION SPECIFIQUE EN EAU PAR HABITANT QU'ON PEUT UTILISER	21
I.5. HYDROGRAPHIE	23
1.5.1.PRESENTATION DE LA SOURCE DANS LA NATURE.....	23
1.5.1.1.SOURCE D'AFFLEUREMENT.....	23
1.5.1.2.SOURCE D'EMERGENCE	23
1.5.1.3.SOURCE DE DEVERSEMENT.....	24
I.6. LE CAPTAGE.....	24
I.6.1. CAPTAGE DES EAUX DE SURFACE	24
I.6.2. CAPTAGE AU FOND DU LIT	25
I.6.3. CAPTAGE SUR UNE BERGE	25
I.6.4. CAPTAGE DANS LA RIVIERE.....	25
I.6.5. CAPTAGE PAR DRAIN.....	26
I.6.6. PRISE AU NIVEAU D'UN BARRAGE.....	26
I.7. PROTECTION DE CAPTAGE	27
I.7.1. PROTECTION CONTRE L'EROSION HYDRIQUE.....	27
I.7.2. PROTECTION CONTRE LE REJET DOMESTIQUE	27
I.7.3. CONCEPTION D'UN PERIMETRE DE PROTECTION	28
PARTIE II CONTEXTES NATURELS ET ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE ET TECHNIQUE DU PROJET	
CONTEXTES NATURELS DU PROJET	30
II.1. SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE.....	30
II.2. MILIEU PHYSIQUE.....	31
II.2.1.GEOLOGIE	31
II.2.2.HYDROLOGIE ET RESSOURCE EAU.....	32
II.2.3.HYDROGEOLOGIE	33
II.2.4.CLIMAT	33
II.2.5.PLUVIOMETRIE DE LA ZONE	34
II.2.6.TEMPERATURE ET EVAPOTRANSPIRATION POTENTIELLE (ETP)	34
II.2.7.LE SOL.....	34
II.3. ETUDE SOCIO- ECONOMIQUE	35
II.3.1.ETUDE DEMOGRAPHIQUE	35
II.3.1.1.LES POPULATIONS	35
II.3.1.2.EVOLUTION DE LA POPULATION.....	37
II.3.1.3.HABITAT ET LOGEMENT DE LA POPULATION	38
II.3.1.4.SERVICES SOCIAUX DE BASE ET INFRASTRUCTURES.....	38
II.3.1.4.1.ADDUCTION D'EAU POTABLE	38
II.3.1.4.2.SITUATION SANITAIRE ET HYGIENE.....	38
II.3.1.4.3.ELECTRICITE.....	38

I.3.2. SCOLARISATION	39
II.3.2.1.PRIMAIRE	39
II.3.2.2.SECONDAIRE	39
II.3.2.3.CONDITION SANITAIRE	39
II.3.2.4.VOIE D'ACCES ET DE LIAISON.....	39
II.3.2.5.BARRAGES, CANAUX D'IRRIGATIONS ET DIGUES	39
II.3.2.6.HOPITAL.....	39
II.3.2.7.ECOLE.....	39
II.3.2.8.RESTAURANT ET HOTEL.....	39
II.3.2.9.EGLISE	40
II.3.2.10.PLACE DE MARCHÉ	40
II.4. ACTIVITE SOCIO - ECONOMIQUES.....	40
II.4.1. AGRICULTURE	40
II.4.2. SECTEUR PRIMAIRE.....	41
II.4.3. SECTEUR SECONDAIRE ET TERTIAIRE	41
II.4.4. ELEVAGE.....	41
II.4.5. PECHE.....	42
II.4.6. ARTISANAT	42
II.4.7. COMMERCIALISATION	42
II.4.8. SERVICE D'APPUI A LA POPULATION	42
II.4.9. CENTRALE THERMIQUE	42
II.4.10.EAU DE LA VILLE	42
II.5. LES SOCIO – CULTURELLES.....	42
II.5.1 INTERVENTION DES ONG ET AUTRES.....	42
II.5.2. MODE ACTUELLE EN ALIMENTATION EN EAU	43
II.5.3. .STRUCTURE DE GESTION DE L'INSTALLATION DU PROJET.....	43
II.5.3.1.SOLUTION RETENUE	43
II.5.3.2.CHOIX D'INSTALLATION.....	43
II.5.3.3.MOBILISATION COMMUNAUTAIRE	44
II.1. CONCERNANT LE PROJET	44
II.6.1. INTRODUCTION	44
II.6.2 .STRUCTURE DE GESTION	45
II.6.3. CAMPAGNE D'IEC	45
II.6.4 .DECISION TECHNIQUE.....	46
II.6.5. DECISION ECONOMIQUE.....	46
PARTIE III ETUDE HYDROLOGIQUE ET ESTIMATION DES APPORTS	48
III.ETUDE HYDROLOGIQUE	48
III.1. AJUSTEMENT STATISTIQUE SUR LES VALEURS OBSERVEES DE LA PLUIE	48
III.1.1.ESTIMATION DU DEBIT DE LA SURFACE ET LE VOLUME DE CRUE	50
III.2 .CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES BASSINS VERSANTS.....	52
III.2.1.LA SUPERFICIE ET LE PERIMETRE DE BASSIN VERSANT	52
III.2.2.LA FORME DU BASSIN VERSANT.....	53
III.2.3.LE RECTANGLE EQUIVALENT	53
III.2.3.1.LA PENTE DU BASSIN VERSANT.....	54
III.2.3.2.INDICE DE PENTE	55
III.2.4.LE TEMPS DE CONCENTRATION :	55
III.2.5.ESTIMATION DES APPORTS	56
III.2.5.1.METHODE DE LA STATION DE REFERENCE	56
III.2.5.1.1.PRINCIPE DE LA METHODE DE STATION DE REFERENCE.....	56
III.2.5.1.2.APPORTS MENSUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES	58

III.2.5.2.METHODE DE CTGREFF	59
III.2.5.2.1.APPORTS ANNUELS DES DIFFERENTES FREQUENCES	60
III.2.5.2.2.RECAPITULATION DES RESULTATS OBTENUS	61
PARTIE IV EVALUATION DES APPORTS DE LA NAPPE.....	63
IV.EVALUATION DES APPORTS DE LA NAPPE	63
IV.1.ESTIMATION DES QUANTITES D'EAU INFILTREE.....	63
IV.2.APPORT ANNUELLE DE LA NAPPE.....	66
IV.3.ADEQUATION DE RESSOURCES AUX BESOINS	67
IV.4.BILAN HYDRIQUE DE LA REGION.....	67
IV.4.1.PRINCIPE DE L'ADEQUATION	67
IV.4.2.ADEQUATIONS DES RESSOURCES AUX BESOINS DU SITE DE PROJET	68
IV.5.ETUDE DES RESSOURCES EN EAU	68
IV.5.1.INVENTAIRE DE RESSOURCE EN EAU	68
IV.5.1.1.SOURCE D'AMBOHITRAIVO	69
IV.6.LES FACTEURS LIES A L'EROSION HYDRIQUE DE CES SOURCES	69
IV.6.1.INFLUENCE DE LA PEDOLOGIE.....	69
IV.6.2. INFLUENCE DE LA COUVERURE VEGETALE.....	70
IV.6.3. INFLUENCE DE LA TOPOGRAPHIE	70
IV.7. ETUDE DU PROJET ET ETUDE ECONOMIQUE	71
IV.7.1. CONCEPTION DU PROJET	71
IV.7.2. EVALUATION DES BESOINS EN EAU	71
IV.7.2.1.CONSUMMATION SPECIFIQUE JOURNALIERE	71
IV.7.2.2.EVALUATION DES BESOINS EN EAU	72
IV.7.2.3.COEFFICIENT DE POINTE SAISONNIER	72
IV.7.2.4.PERTES ET FUITES.....	74
IV.7.3. DESCRIPTION TECHNIQUE DE CHAQUE OUVRAGE	74
IV.7.3.1. OUVRAGE DE CAPTAGE	74
IV.7.3.2. COLLECTEUR AVEC DESSABLEUR ET CHAMBRE DE MISE EN CHARGE	75
IV.7.3.3. DIMENSIONNEMENT DU FILTRE.....	75

IV.7.3.4.	.LES CONDUITES D'AMENEES	76
IV.7.3.5.	.DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION	77
IV.7.3.6.	CALCUL DE PERTE DE CHARGE	77
IV.7.3.7	PERTES DE CHARGES SINGULIERES	78
IV.7.3.8.	LA CHARGE ET LA PRESSION AU SOL	79
IV.7.3.9.	CALCUL DES CONSOMMATIONS	79
IV.8.	RESERVOIR	81
IV.8.1.	EVALUATION DE LA CAPACITE DU RESERVOIR	81
	.CARACTERISTIQUES DU RESERVOIR	81
IV.8.2.	DIMENSIONNEMENT DU RESERVOIR	81
IV.8.2.1.	LE VOLUME DU RESERVOIR	81
IV.8.2.3.	DIMENSIONNEMENT	82
IV.8.2.3.1.	POUR LA BASE	83
IV.8.2.3.2.	POUR LA COUPOLE	83
IV.8.2.3.3.	POUR LA PAROI	84
IV.8.2.3.4.	VERIFICATION DES CONTRAINTES	85
IV.8.2.4.	LES FERRAILLAGES DU RESERVOIR	85
IV.8.2.5.	LES BORNES FONTAINES	89
IV.8.2.5.1.	LES CARACTERISTIQUES DU BORNE FONTAINE	89
IV.9.	ETUDE ECONOMIQUE DU PROJET	89
IV.9.1.	OBJECTIF	89
IV.9.2.	PRINCIPE DE TARIFICATION DE L'EAU ET DE CAPACITE DE PAYER L'EAU	90
IV.9.3.	.ETUDES DE LA CAPACITE ET VOLONTE DE PAYER L'EAU	90
IV.9.4.	DIAGNOSTIC DU SYSTEME EXISTANT	90
IV.9.5.	TARIF DE L'EAU	90
IV.9.6.	AMORTISSEMENT ANNUEL	91
IV.9.7.	DEPENSE DE FONCTIONNEMENT	91
IV.9.8.	RECETTES ANNUELLES	91
IV.9.9.	DEVIS DES INSTALLATIONS	91
IV.9.10.	PROPOSITION SUR LE PRIX DE VENTE DE L'EAU	92
IV.9.10.1.	CHARGE D'EXPLOITATION	92
IV.9.10.2.	CHARGE FIXE	92
IV.9.10.3.	LES DEPENSES DE PERSONNELLE	92
IV.9.10.4.	CHARGE FINANCIERE	93
IV.9.10.5.	PRIX DE VENTE FINALE DE L'EAU	94
IV.9.10.6.	CALCUL DE RENTABILITE INTERNE	94
IV.9.10.7.	VALEUR ACTUELLE NETTE	95
	.CALCUL DU TAUX DE RENTABILITE INTERNE	95
PARTIE V	ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	97
V.	ETUDES IMPACT ENVIRONNEMENTAL	97
V.1.	RAPPEL DES TERMES DE REFERENCE	97
V.2.	DESCRIPTION DE L'ENVIRONNEMENT PHYSIQUE ET BIOLOGIQUE	97
V.3.	DESCRIPTION DU MILIEU RECEPTEUR	98
V.4.	ELABORATION DES DIFFERENTS IMPACTS	98
V.4.1.	ELABORATIONS DES DIFFERENTS IMPACTS	98

V.4.2. EVALUATION DES DIFFERENTS IMPACTS	99
V.4.3. EVALUATION DES DIFFERENTS IMPACTS DURANT LE DEROULEMENT DES TRAVAUX	101
V.4.3.1. IMPACTS SUR LES MILIEUX NATURELS	101
V.4.3.2. IMPACTS SUR LES MILIEUX HUMAINS	102
V.4.3.3. IMPACTS SUR LES TRANSPORTS DES MATERIAUX	102
V.4.3.4. EVALUATIONS SUR LES TRAVAUX DE DEBLAI ET FOUILLE	103
V.4.3.5. POLLUTION SUR LES SITES DES TRAVAUX	103
V.4.3.6. RISQUE DE PERTURBATION DES ACTIVITES	104
V.4.3.7. RISQUE DE TRANSMISSION DE MALADIE SEXUELLEMENT TRANSMISSIBLE	104
V.4.3.8. IMPACTS ATTENDUS APRES LES TRAVAUX	105
V.4.3.9. DESCRIPTION DES IMPACTS POSSIBLES SUR LES MILIEUX HUMAINS	105
V.4.4. ANALYSE DE L'EVALUATION DES IMPACTS	105
V.4.5. ETUDES COMPARATIVES DES IMPACTES	106
V.4.6. MESURE D'ATTENUATION	106
V.4.7. MESURE D'ATTENUATION DES IMPACTS SUR LES MILIEUX HUMAINS	107
V.4.8. ACTIVITES DE L'AUE	108
BIBLIOGRAPHIE	111
REFERENCE COURS	112
PROFIL EN LONG	145

LISTE DES TABLEAU

TABLEAU N°1.	ESTIMATION DE LA POPULATION A DESSERVIR EN EAU ET EN INFRASTRUCTURE D'HYGIENE A MADAGASCAR	19
TABLEAU N°2.	EVOLUTION DU TAUX DE DESSERTE NATIONAL POUR LA REALISATION DE 1200 POINTS D'EAU.....	19
TABLEAU N°3.	EVOLUTION DU TAUX DE DESSERTE NATIONAL POUR LA REALISATION DE 4600 POINTS D'EAU.....	20
TABLEAU N°4.	PROJECTION DE LA POPULATION A DESSERVIR JUSQU'EN 2012	21
TABLEAU N°5.	CALCUL DE LA CONSOMMATION EN EAU D'UNE PERSONNE EN ZONE URBAINE UTILISANT UNE	22
TABLEAU N°6.	CALCUL DE LA CONSOMMATION EN EAU D'UNE PERSONNE POUR LA ZONE RURALE UTILISANT DES BF.....	23
TABLEAU N°7.	DONNEES DE LA STATION SOAVINANDRIANA ITASY	33
TABLEAU N°8.	REPARTITION DE LA POPULATION DE CHAQUE FOKONTANY PAR CLASSE D 'AGE.....	35
TABLEAU N°9.	LES PRODUCTIONS RURALES MOYENNES DANS LA COMMUNE D'AMPEFY	40
TABLEAU N°10.	LES TYPES D'EXPLOITATION AGRICOLE	41
TABLEAU N°11.	L'ELEVAGE.....	41
TABLEAU N°12.	ACTIVITES DES PARTENAIRES	42
TABLEAU N°13.	DE L'AJUSTEMENT STATISTIQUE	48
TABLEAU N°14.	: REPARTITION MENSUELLE DES CONDITIONS THERMIQUES ET PLUVIOMETRIQUES.....	51
TABLEAU N°15.	CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE LA SOURCE	54
TABLEAU N°16.	APPORTS ANNUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, STATION DE REFERENCE	57
TABLEAU N°17.	POUR LA SUPERFICIE AMBOHITRAIVO ET SOAVINANDRIANA $S = 3.65+3,45=7,10\text{KM}^2$	57
TABLEAU N°18.	COEFFICIENTS DE REPARTITION MENSUELLE ET APPORTS MENSUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, STATION DE REFERENCE.	58
TABLEAU N°19.	APPORTS MENSUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, STATION DE REFERENCE.....	59
TABLEAU N°20.	APPORTS ANNUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, CTGREF	60
TABLEAU N°21.	RECAPITULATION DES APPORTS ANNUELS OBTENUS PAR LES DEUX METHODES	61
TABLEAU N°22.	LA SUPERFICIE DE BASSIN VERSANT.....	63
TABLEAU N°23.	QUELQUES VALEURS DE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT SELON LA COUVERTURE DE LA ZONE :.....	64
TABLEAU N°24.	NORMALES DE TEMPERATURES EN °C.....	65

TABLEAU N°25.	INDICES THERMIQUES DANS LA ZONE ET EVAPOTRANSPIRATION ANNUELLE.....	65
TABLEAU N°26.	APPORT ANNUELLE DE LA NAPPE, POUR LES DEUX BV.....	66
TABLEAU N°27.	ADEQUATION RESSOURCES - BESOINS	67
TABLEAU N°28.	DE L'ADEQUATION RESSOURCE – BESOIN	67
TABLEAU N°29.	CONSOMMATION JOURNALIERE	68
TABLEAU N°30.	INFLUENCE DE LA COUVERTURE VEGETALE SUR LE RUISSELLEMENT.....	70
TABLEAU N°31.	RELATION ENTRE PENTE ET UNITE MORPHOLOGIQUE	70
TABLEAU N°32.	DEVIS	91
TABLEAU N°33.	DE FRAIS DE RENOUVELLEMENT ET D'ENTRETIEN.....	92
TABLEAU N°34.	DE DEPENSES DU PERSONNEL	93
TABLEAU N°35.	DE PRIX DE REVIENT DE 1M3 DE L'EAU	93
TABLEAU N°36.	DE PRIX DE VENTE DE L'EAU	94
TABLEAU N°37.	DE CALCUL DE TRI.....	95
TABLEAU N°38.	EVALUATON DES IMPACTS.....	99
TABLEAU N°39.	MESURE D'ATTENUATION DES IMPACTS NEGATIFS DU PROJET	106

LISTE DES FIGURES

FIGURE.I. SOURCE D’AFFLEUREMENT	23
FIGURE.II. SOURCE D’EMERGENCE.....	24
FIGURE.III.PROTECTION DE CAPTAGE AU FOND DU LIT	25
FIGURE.IV.PROTECTION DE CAPTAGE SUR LA BERGE	25
FIGURE.V.PROTECTION DE CAPTAGE DANS LA RIVIERE ELLE MÊME.....	26
FIGURE.VI.CAPTAGE D’UNE SOURCE PAR DEVERSEMENT EN BORDURE DE LA ZONE MARECAGEUSE	26
FIGURE.VII.PROTECTION DU CAPTAGE SOUTERRAIN	28
FIGURE.VIII.EVOLUTIONDE LA POPULATION SELON LES CLASSES D’AGE POUR LES FEMMES ET L’HOMME	37

LISTE DES CARTES

CARTE.1. LOCALISATION AMPEFY	30
CARTE.2. DELIMITATION DE LA COMMUNE.....	31
CARTE.3. CARTE LOCALISATION DU BASSIN VERSANT	53

LISTE DES PHOTOS

<u>PHOTO N°01 SOURCE SUR LE MONTAGNE DE MAHAFAKANINA (AMBOHITRAIVO)</u>	<u>69</u>
---	-----------

LISTE DES ANNEXES ET PLANS

<u>ANNEXE 01 BORDEREAU DE DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF</u>	113
<u>ANNEXE N° 02 PRIX DE VENT DE L'EAU</u>	120
<u>ANNEXE N°03 CALCUL DU RESEAU D'AMENEE A AMPEFY</u>	122
<u>ANNEXE N°04 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION D'AMPEFY : RESEAU VERS SAHAPETRAKA – ANTANIMARINA – MANGARIVOTRA – KIANJA -ATALATAVAOVAO</u>	125
<u>ANNEXE N° 05 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION AMPEFY VERS DIAVOLANA</u>	126
<u>ANNEXE N° 06 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION VERS RESEAU FALIARIVO – RESEAU VERS CENTRAL HYDROELECTRIQUE – RESEAU SUR L'AXE PRINCIPALE.....</u>	128
<u>ANNEXE N° 07 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION VERS RESEAU BORD DU LAC KAVITA – RESEAU VERS RESIDENCE – RESEAU VERS VILLAGE TOURISTIQUE</u>	130
PLANS DES OUVRAGES ET LE PLAN DU FERRAILLAGE	132
PLANS VUE EN DEMI – COUPE COUPOLE.....	134
PLAN DU FERRAILLAGE.....	135
PLAN DU RESERVOIR.....	136
PLAN DU BORNE FONTAINE.....	137
LAVOIR.....	140
PLAN BASSIN DE FILTRATION.....	142
PLAN DE MASSE ET PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION	143

INTRODUCTION

Cadre de projet

L'approvisionnement en eau, des petites collectivités rurales des pays en développement est encore loin d'être satisfaisant. De nombreux projets et programmes s'efforcent de l'améliorer en agissant suivant deux axes :

- Faciliter l'accès au point d'eau (éventuellement le rapprocher). ainsi que les conditions de puisage, ce qui a pour effet d'accroître les quantités d'eau consommées

- Isoler les points d'eau des sources de pollution, ce qui améliore la qualité de l'eau consommée.

Le projet d'adduction d'eau d'Ampefy s'intègre dans le cadre du programme de lutte contre la pauvreté et les maladies que doivent mener le Gouvernement et pour lequel les objectifs sont les suivants :

- ✓Mettre en place une politique de réforme du secteur de l'eau potable
- ✓Mettre en place des structures de gestions performantes pour tous les systèmes réalisés en visant le principe de recouvrement de coût et de l'eau payante
- ✓Améliorer la qualité de l'eau et de service
- ✓Pérenniser les installations par la mise en œuvre d'une technologie prouvée et appropriée » suivant la norme en matière d'adduction d'eau et d'ouvrages de génie civil ainsi que de structure de gestion efficace et compétente.

L'étude contient les éléments techniques de base nécessaires pour la préparation des dossiers des travaux relatifs à l'exécution du projet à étudier.

Le choix s'est orienté vers l'adoption de l'adduction gravitaire, dont le projet d'aménagement consiste à la construction d'un réseau à système gravitaire.

La commune d'Ampefy a été déjà dotée d'un AEP de type gravitaire par captage de source mais étant tombé en panne à cause de l'assèchement de la source. Cette situation nous amène à présenter une cohérence de mise en place d'une adduction d'eau. L'objectif de ce mémoire est une contribution à l'étude de l'adduction dont le plan est :

- PARTIE I: GENERALITES SUR L'ETUDE DE PROJET, SUR LE CAPTAGE ET LES RESSOURCES EN EAU

- PARTIE II : CONTEXTES NATURELLES ET ETUDE SOCIO - ECONOMIQUE, TECHNIQUE DU PROJET

- PARTIE III : ETUDE HYDROLOGIQUE ET ESTIMATION DES APPORTS

- PARTIE IV : EVALUATION DES APPORTS DE LA NAPPE

- PARTIE V : ETUDES D'IMPACTS ENVIRONNEMENTALES

L'étude, faisant l'objet du présent rapport, est réalisée pour le compte de la commune.

Le présent dossier constitue le projet d'étude pour la construction du Réseau d'Adduction d'Eau Potable de la commune rurale Ampefy – District Soavinandriana– Région Itasy .

PARTIE I GENERALITES SUR L'ETUDE DE PROJET, SUR LE CAPTAGE ET LES RESSOURCES EN EAU

PARTIE I GENERALITES SUR L'ETUDE DE PROJET, SUR LE CAPTAGE ET LES RESSOURCES EN EAU

I. GENERALITES

I.1. DONNEES SOCIO-ECONOMIQUE

Il a été estimé qu'à la fin de l'année 2005, 35% de la population de Madagascar ont accès à un point d'eau et 54% à une infrastructure d'hygiène. Ces chiffres paraissent alarmants vu qu'en 2012, on se fixe un objectif d'atteindre un taux d'accès à l'eau potable de 65% et un taux d'accès de façon permanente aux infrastructures d'hygiène de 71%. Autrement dit, il faut donner de l'eau à **8 Millions** de personnes et satisfaire en infrastructures sanitaires aux besoins de **6 Millions** de personnes d'ici 2012. (Source : MAP, RGPH 93 et calcul)

Le tableau suivant illustre les faits ci-dessus :

TABLEAU N°1. ESTIMATION DE LA POPULATION A DESSERVIR EN EAU ET EN INFRASTRUCTURE D'HYGIENE A MADAGASCAR

MADAGASCAR	2005	2012	Population à desservir de 2005 à 2012
Pop ayant accès à l'eau potable	6 201 881	14 142 677	7 940 796
Pop ayant accès à une infrastructure d'hygiène	9 568 616	15 448 154	5 879 538

(Source : MAP, RGPH 93 et calcul)

L'Unicef estime à **3.5 Millions** le nombre de journées d'école perdues par an et à **6 Millions** de journées de travail perdues par an du fait de cette situation d'accès à l'eau, car il faut savoir que le non accès à l'eau potable est à l'origine des maladies surtout diarrhéiques ; cela entraîne une diminution de la santé de la population et sa capacité d'apprentissage.

Si on suit le rythme de **1 200** réalisations de points d'eau par an (situation 2006), en 2012, seulement **38%** de la population totale auront accès à l'eau potable. De ce fait, pour atteindre les objectifs fixés par l'Etat, il faut désormais appuyer sur l'accélérateur et réaliser **4 600 points d'eau ou plus par an pour un taux de 65.5% en 2012**. Les tableaux suivants illustrent ces faits :

TABLEAU N°2. EVOLUTION DU TAUX DE DESSERTE NATIONAL POUR LA REALISATION DE 1200 POINTS D'EAU

	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
Point d'eau réalisée		1200	1200	1200	1200	1200	1200	1200
Pop desservie		300 000	300 000	300 000	300 000	300 000	300 000	300 000
cumul Pop desservie	6 201 881	6 501 881	6 801 881	7 101 881	7 401 881	7 701 881	8 001 881	8 301 881
Pop Total	17 255	18 255	18 808	19 377	19 946	20 533	21 136	21 757

	719 660	821	209	406	792	014	568	964
Taux d'accès	35,00%	35,62%	36,16%	36,65%	37,11%	37,51%	37,86%	38,16%

(Source : MAP, RGPH 93 et calcul)

TABLEAU N°3.EVOLUTION DU TAUX DE DESSERTE NATIONAL POUR LA REALISATION DE 4600 POINTS D'EAU

	2005	2006	2007	2008	2009	2010	2011	2012
Point d'eau réalisée		4600	4600	4600	4600	4600	4600	4600
Pop desservie		1 150 000	1 150 000	1 150 000	1 150 000	1 150 000	1 150 000	1 150 000
cumul Pop desservie	6 201 881	7 351 881	8 501 881	9 651 881	10 801 881	11 951 881	13 101 881	14 251 881
Pop Total	17 719 660	18 255 821	18 808 209	19 377 406	19 946 792	20 533 014	21 136 568	21 757 964
Taux d'accès	35,00%	40,27%	45,20%	49,81%	54,15%	58,21%	61,99%	65,50%

(Source : MAP, RGPH 93 et calcul)

C'est pourquoi une approche programme globale est nécessaire, elle traduit année par année les objectifs par région en fixant le budget nécessaire à son fonctionnement.

Cette étude concerne le cas de la région ITASY qui, en termes de disparité de taux de desserte en eau par District et par zone connaît la réalisation de plusieurs projets. Nous allons essayer d'évaluer les besoins en eau de la population totale et en traduisant en ressources qu'il faut mobiliser pour atteindre les objectifs.

I.2. Les données nécessaires pour la projection du besoin en eau

Les besoins en eau sont variables selon les usagers (urbain ou rural) et les régions (selon le développement). Dans une même agglomération, les besoins varient avec le temps et selon les catégories sociales de la population.

I.3. .methode de calcul du besoin de production en eau journalier

Cette méthode se base sur la connaissance et l'évolution des paramètres suivant :

- Le nombre de population,
- La consommation spécifique en eau d'une personne,
- Les pertes en ligne sur réseau.

• Le nombre d'habitants

Pour ce faire on utilise la projection de l'INSTAT qui est présentée dans le tableau ci-dessous.

TABLEAU N°4. PROJECTION DE LA POPULATION A DESSERVIR JUSQU'EN 2012

Année	2 007	2 008	2 009	2 010	2 011	2 012
pop rurale	1 493 727	1 536 151	1 577 802	1 620 582	1 664 522	1 709 653
pop urbaine	1 162 610	1 195 630	1 228 048	1 261 345	1 295 545	1 330 672
Total	2 656 337	2 731 782	2 805 850	2 881 927	2 960 067	3 040 325

(Source INSTAT)

I.4. La consommation spécifique en eau par habitant qu'on peut utiliser

Il existe plusieurs consommations spécifiques que nous appellerons pour calculer les besoins en eau de la population :

Ainsi, En hydraulique villageoise, pour les consommations spécifiques en eau on a les valeurs suivantes :

Agglomération urbaine : 100[l/hab/j]

Milieu rurale : 30[l/hab/j]

Source : Formation en technique d'adduction d'eau potable.

Cependant, la direction de l'eau potable et de l'assainissement propose en:

Zone urbaine : 65[l/j/hab]

Zone rurale : 25[l/j/hab]

(Sources Ministères de l'énergie et Mines)

Mais, la JIRAMA, propose :

Une consommation moyenne de 80 à 100[l/j/hab] pour les deux milieux.

Source : DEXO-JIRAMA

A remarquer que ces consommations spécifiques tiennent compte de la totalité des besoins d'une personne en une journée, c'est-à-dire pour :

- les toilettes,
- la cuisson,
- les boissons,

- la lessive.

(Sources Ministères de l'énergie et Mines)

.RESULTATS

Après classements des ménages par rapport aux nombres de personnes qui les composent, on a pu dresser un tableau qui indique la consommation en eau d'une personne en litre par jour :

Les détails des données sont présentés ci-dessous

TABLEAU N°5.CALCUL DE LA CONSOMMATION EN EAU D'UNE PERSONNE EN ZONE URBAINE UTILISANT UNE BF

Consommations	Maximum [l/j/pers]	Minimum [l/j/pers]	Moyenne [l/j/pers]
Lessive	37,5	15	25
Cuissons et boissons	22,5	7,5	13
Toilettes	30	7,5	14
Total			52

(Source calcul JIRAMA SOAVINANDRINA)

Remarques

Les BS (branchements sociaux) sont des branchements collectifs qui sont utilisés par plusieurs ménages de faible revenu, dont le critère de sélection est l'architecture de la maison (le toit, les matériaux utilisés et l'aspect externe en général).

Selon les personnes enquêtées 16% utiliseront l'eau des BF ou des BS pour la totalité de leurs besoins (*), 84% utiliseront l'eau des branchements pour la cuisson, la boisson et les toilettes et l'eau des puits ou des cours d'eau pour la lessive, autrement dit 84% des personnes enquêtées ont une consommation plus faible que les 16%.

Les résultats sont synthétisés dans les tableaux ci-dessous

TABLEAU N°6.CALCUL DE LA CONSOMMATION EN EAU D'UNE PERSONNE POUR LA ZONE RURALE UTILISANT DES BF

Consommations	Maximum [l/j/pers]	Minimum [l/j/pers]	Moyenne [l/j/pers]
Lessive	24	10	15
Cuissons et boissons	20	6	10
Toilettes	18	6	13
Total			38

(Source calcul JIRAMA Soavinandriana)

(*) Totalité des besoins = besoins en toilettes, en cuisson, en boisson, et en lessive

I.5. Hydrographie

1.5.1.PRESENTATION DE LA SOURCE DANS LA NATURE

1.5.1.1..Source d'affleurement

Dans la figure ci-dessous le versant de droite fournit plus d'eau suivant l'allure de source S' que le versant de gauche qui sera susceptible d'en donner à la source S ; la source ainsi formée est de type d'affleurement. Pour cela l'écoulement apparaît presque toujours en une côte plus basse que celle de l'assise où l'eau circule.

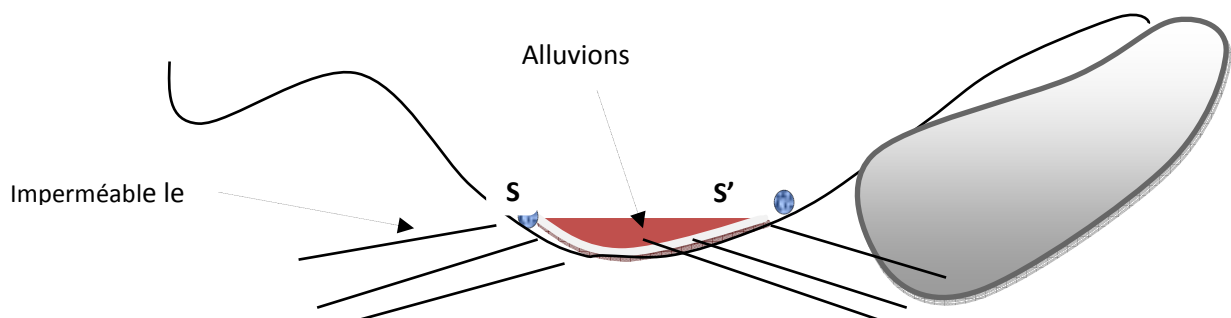


FIGURE.I. SOURCE D'AFFLEUREMENT

1.5.1.2.Source d'émergence

Si le fond de la vallée n'atteint pas l'imperméable des sources S et S' peuvent prendre naissance au point de rencontre avec la surface topographique. Ces sources sont donc alimentées par la partie supérieure de la nappe. Elles sont appelées sources d'émergence qui peuvent tarir en été. Si la nappe est trop basse, il se peut qu'au point de rencontre avec la surface topographique, elle ne trouve pas d'exutoire mais au fond de vallée au passage des alluvions qui la tapisse, l'eau surgit et remonté de la nappe par une cassure verticale de terrain.

Elle s'étalent alors en formant un bassin naturel qui est envahit ordinairement par une abondance végétation et à partir duquel s'effectue un écoulement en suivant le sens d'écoulement des ruisseaux ou des rivières proches. Le caractère le plus important de ces sources d'émergence est sur son tarissement qui n'est pas très faible

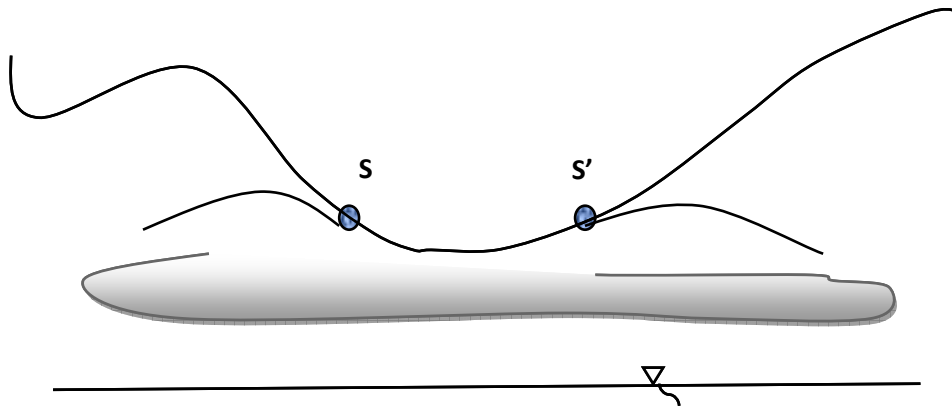


FIGURE.II.SOURCE D'EMERGENCE

I.5.1.3.Source de déversement

Les sources sont dues en générale à la totalité de l'eau qui s'accumule dans une cuvette naturelle plus ou moins profonde. Pour les exploiter, il faut construire des ouvrages de captage avec chambre de mise en charge.

Pour assurer la protection de ces sources il faut entreprendre les actions suivantes :

- ✚ Exécution de travaux de défense contre les contaminations extérieures
- ✚ Création d'une zone de protection où toutes opérations susceptibles de nuire à la qualité des eaux sont interdites et ce par mise en place des clôtures.

La zone de protection est de limiter aux bords de la source afin de protéger le bassin versant.

I.6. LE CAPTAGE

On comprend par captage d'eau la totalité des ouvrages et des installations qui servent à l'introduction des eaux dans l'adduction. L'ensemble des ouvrages de captage doit assurer la qualité, et la quantité correspondante pour le bon fonctionnement de l'utilisation demandée. Les parties des alluvions qui pénètrent dans la conduite augmente leur rugosité et provoque des pertes de charges considérables.

I.6.1.Captage des eaux de surface

Si le débit et la hauteur sont suffisants, Il faut recourir aux eaux de surface, mais il faut connaître régime de la rivière :

on procède par dérivation avec une prise à contre courant et pompage de ce dernier, puis par traitement physique et chimique, pour ce faire on élimine tous les éléments indésirables ; ensuite l'eau est amenée vers une chambre de stockage pour être distribuée vers les consommateurs. Pour

éviter l'ensablement, un épi sera construit en amont de l'ouvrage de captage. Et si la hauteur d'eau est faible et le débit Q suffisant, on construit un barrage.

Si le débit et la hauteur sont insuffisants, on construit un barrage de sous écoulement pour rehausser le niveau d'eau.

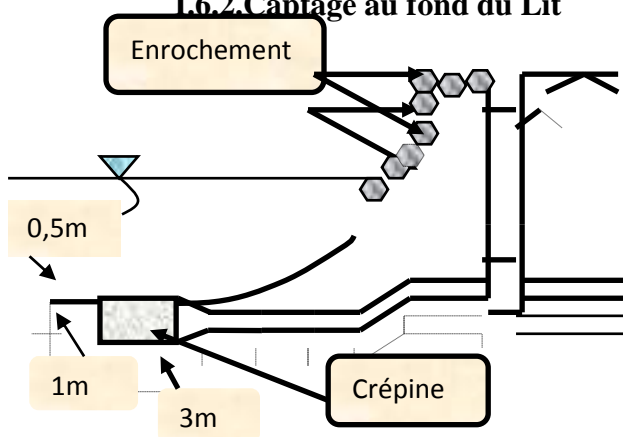
Protection et conservation des ressources

Le captage des eaux de surfaces présentent des inconvénients tel que :

- Variation de la température chaude en été et froide en hiver
- Composition chimique qui est variable
- Contamination possible par pollution en amont (rejet d'eau usée, déchets industriels...)

En revanche les avantages sont appréciables : sécurité du point de vue de la pérennité du débit qui facilite la prise à la surface

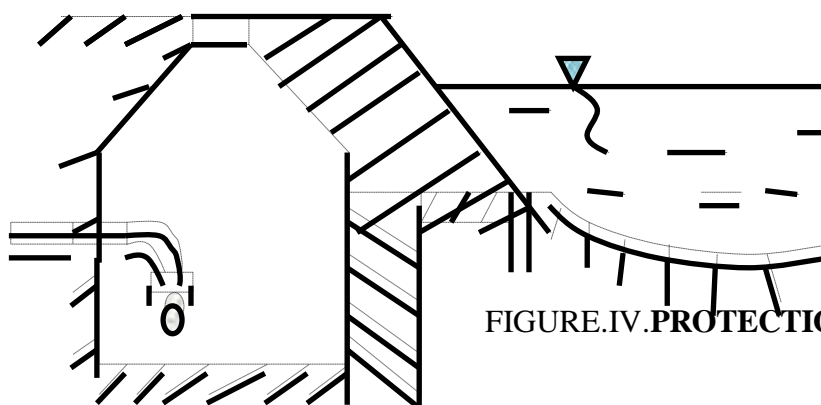
I.6.2. Captage au fond du Lit



Après dragage, et remplissage avec de gros graviers autour de la crépine, il faut toujours vérifier que la rivière n'est pas charrié trop de matériaux très fins tels que l'argile ou les limons qui pourraient colmater rapidement l'ensemble

FIGURE.III.PROTECTION DE CAPTAGE AU FOND DU LIT

I.6.3. Captage sur une berge

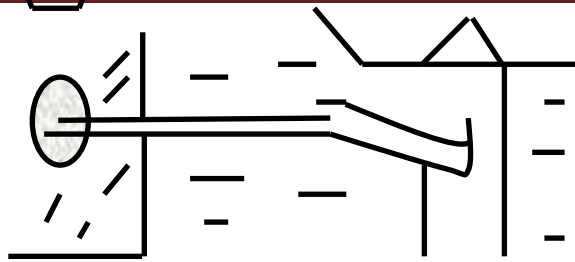


Une grille de protection doit être envisagée à l'entrée du canal pour éviter l'accès au puisard de corps flottants.

FIGURE.IV.PROTECTION DE CAPTAGE SUR LA BERGE

I.6.4. captage dans la rivière

prise elle-même doit être protégée pour éviter sa détérioration par les corps flottant et aussi dans un but de



signalisation si la rivière est navigable.
Dans tout les cas, les prises doivent
être disposées en dessous du niveau de
plus basses eaux

FIGURE.V.PROTECTION DE CAPTAGE DANS LA RIVIERE ELLE MÊME

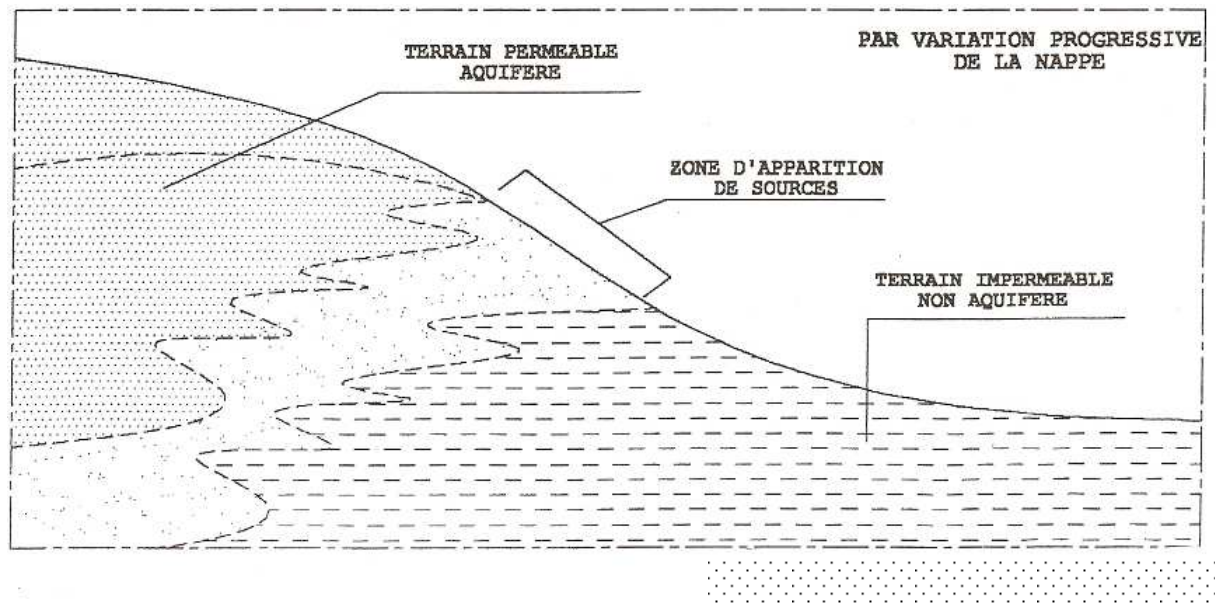


FIGURE.VI.CAPTAGE D'UNE SOURCE PAR DEVERSEMENT EN BORDURE DE LA ZONE MARECAGEUSE

I.6.5.Captage par drain

Ce type de captage est utilisé pour des sources diffuses. Il s'agit d'une tranchée rectiligne drainant et longeant la ligne de plus grande pente des thalwegs du terrain. Le drain rabat les écoulements diffus souterrains et les concentre au centre pour les conduire vers un tuyau collecteur central qui débouche dans la chambre de captage.

L'ouverture du drain est de 30 à 50 cm. Le matériau filtrant utilisé est principalement des roches de 30 à 100 mm de grosseurs avec une épaisseur variant entre 15 à 45 cm. Pour éviter la pollution provenant des infiltrations, ce drain est protégé par la couverture d'une dalle en béton de 5 cm d'épaisseur.

I.6.6.Prise au niveau d'un barrage

Cet ouvrage permet de collecter les eaux de ruissellement des eaux souterraines des sources à proximités. L'ouvrage de captage est constitué d'un petit barrage de retenue, cet ouvrage en maçonnerie de moellons est implanté sur des affleurements rocheux. Le barrage est équipé d'un

système de vidange et de lavage constitué de vanne en batardeaux en bois, de madriers maniables par glissement dans des rainures entaillées sur le corps du barrage.

Le captage proprement dit est assuré par une prise d'eau se trouvant sur le versant de la partie amont du barrage. Cette prise est constituée d'un tuyau en acier galvanisé de diamètre suffisant.

Le tuyau est percé de trous de 7 mm de diamètre distant de 10 cm les uns des autres sur ses génératrices (inférieure, supérieure et latérale). Le tuyau est bouché à son extrémité et orné de tamis en plastique empêchant l'entrée de matériaux en suspension.

A remarquer que ce type de captage nécessite un ouvrage annexe pour des traitements physiques afin d'améliorer la qualité de l'eau. Il s'agit d'un filtre à gravier de taille environ 10 cm et de piège à boue ayant la forme d'un mini décanteur, en béton armé également, de 100 cm de large, 200 cm de long et haut de 100 cm.

I.7. PROTECTION DE CAPTAGE

I.7.1. Protection contre l'érosion hydrique

Une mesure très simple et peu coûteuse est recommandée qui consiste à mettre en place un programme de reboisement. Le reboisement des zones défrichées et dénudées par des eucalyptus permet d'atténuer l'érosion au niveau des collines avoisinantes des plaines, cela permettra d'augmenter l'infiltration vers la nappe et la diminution des débits solides des bassins. En plus ce type d'arbres est utilisé par certains ruraux comme bois de chauffage.

I.7.2.. Protection contre le rejet domestique

Pour maintenir la qualité de l'eau, il faut :

- Rendre étanche le massif du captage,
- Prévoir des dispositifs de protection de l'ouvrage : clôture, fossé de protection, etc.,
- Protéger le bassin versant : d'une part par création des fossés de protection contre la pollution de l'eau de ruissellement, l'érosion et l'ensablement et d'autre part par la délimitation de zones protégées contre la divagation d'animaux et la fréquentation des usagers apportant d'effluents qui peuvent s'infiltrer.

Ces travaux de défense peuvent être extrêmement variés. Les principales règles qui doivent les régir sont :

- Eviter d'abord les stocks d'ordures au voisinage de la source
- Tracer au besoin autour de l'ouvrage un fossé collecteur qui recueillera et évacuera les eaux de ruissellement
- Protéger les ouvrages de captages contre les crues et des infiltrations puisque si cet ouvrage est situé près d'un cours d'eau ainsi ; on peut placer un revêtement en béton autour de la galerie puis un mur d'argile de 0,50 m d'épaisseur allant jusqu'à 0,50m

au dessus du lit du fleuve. Dans le terrain très perméable, on peut placer un second mur d'argile dans la galerie elle même, et on peut avoir des barrages à poutrelles permettant d'élever le plan de l'eau et le maintenir au dessus de celui de la rivière même en temps de crue. Pour protéger le drain et les aqueducs contre les infiltrations en particulier si ces derniers sont au dessous de niveau de talweg ; il faudra un mur d'argile.

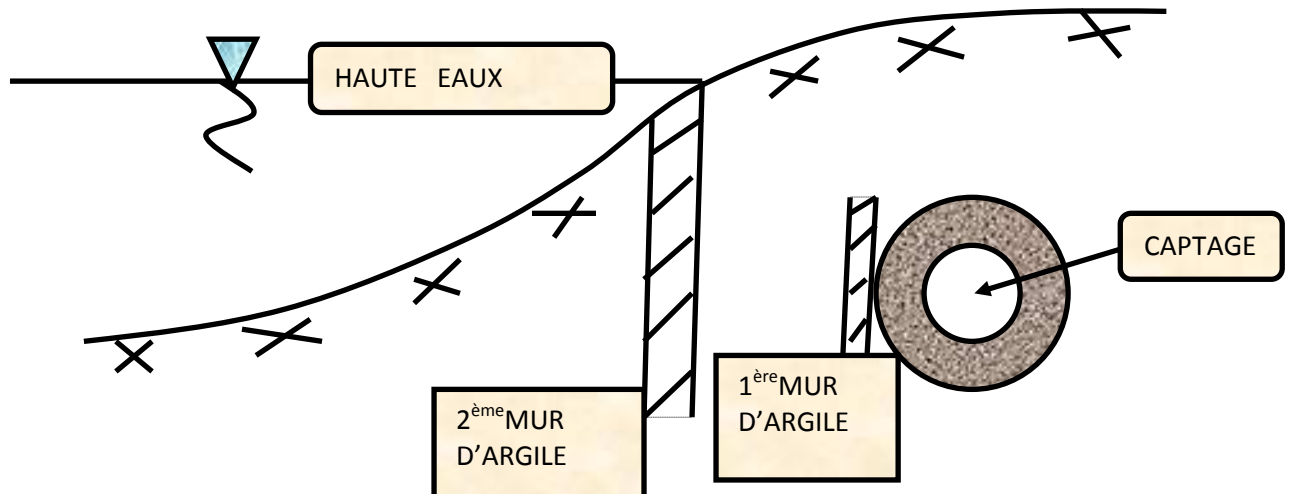


FIGURE.VII. PROTECTION DU CAPTAGE SOUTERRAIN

I.7.3. Conception d'un périmètre de protection

Cette zone s'étend autour du captage (chambre de réception, drain ...)

Cette zone de protection est en général un secteur ayant pour sommet le captage et dont le rayon peut varier de 20 à 250m de captage, l'angle de ce secteur est fonction des conditions topographiques au dessus du drain dont la zone est constituée par une bande de part et d'autre de 10 à 100m de l'axe du drain. Quand un captage fait l'objet d'une déclaration d'utilité publique et s'il y a lieu une zone de protection sur laquelle il est interdit d'épandre les déchets humains et animaux ; disposition qu'il faut respecter. La protection varie selon les conditions sur terrain mais les principes qui la régissent sont les mêmes

Création d'un barrage entre l'eau et le microbe pathogène et éviter que les espèces dangereuses d'origine humaine n'arrive jusqu'à l'eau. On peut créer aussi des zones de protection à l'échelle des prises d'eau.

Pour les aqueducs en béton armé il peut pousser à l'intérieur des végétations, et il faut avoir soin d'abattre les arbres et interdire toute plantation dans la zone de protection.

PARTIE II CONTEXTES NATURELLES ET ETUDE SOCIO - ECONOMIQUE, TECHNIQUE DU PROJET

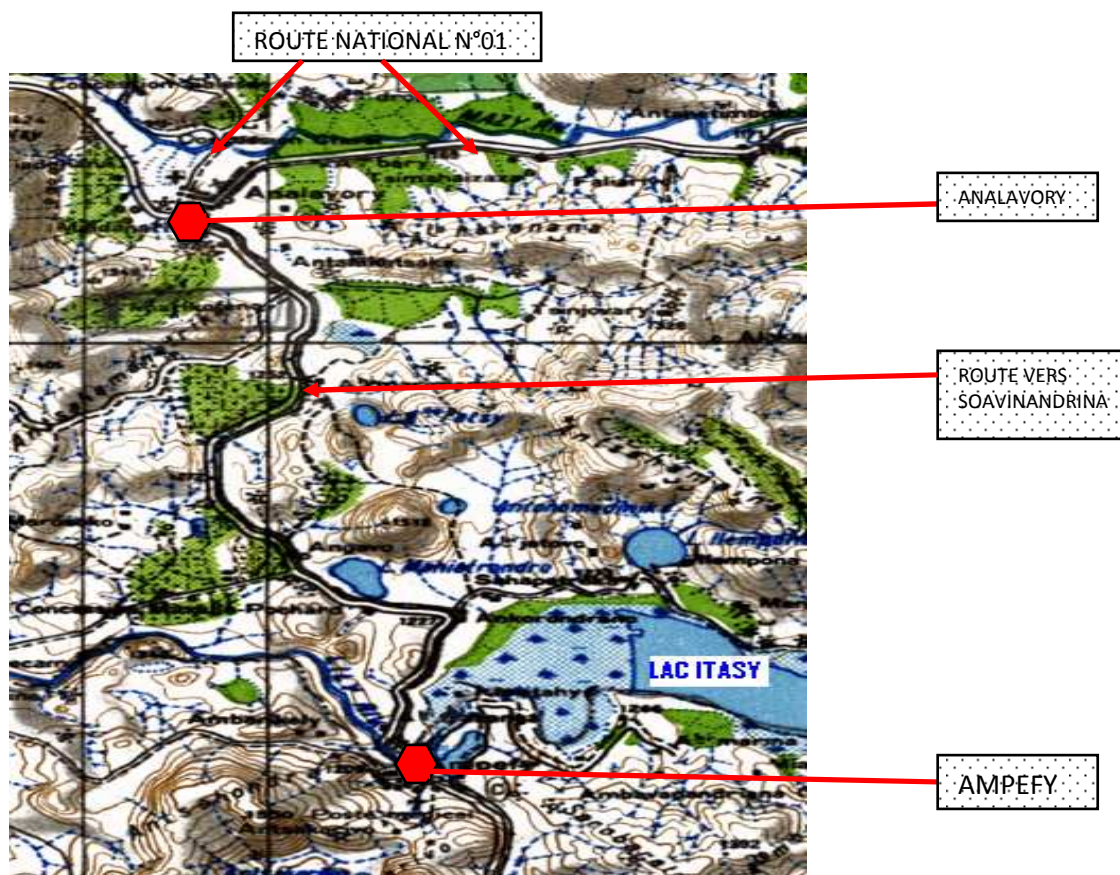
PARTIE II CONTEXTES NATURELS ET ETUDE SOCIO-ECONOMIQUE ET TECHNIQUE DU PROJET

II.CONTEXTES NATURELS DU PROJET

II.1.SITUATION GEOGRAPHIQUE DE LA COMMUNE

La commune d'Ampefy est l'une de la commune dans le district de Soavinandriana, elle se trouve à 122Km d'Antananarivo à l'Ouest des hautes terres et fait partie de la région volcanique de Madagascar. C'est une vaste région qui s'étend sur un relief montagneux volcanique à l'Ouest d'Antananarivo et se déverse vers l'Ouest dans le plateau de Bongolava.

Le centre d'Ampefy se situe dans la province d'Antananarivo, région Itasy, District de Soavinandrina auquel on accède par la route nationale N°01 menant à Antananarivo-Tsiroanomandidy et en prenant la bifurcation vers le lac Itasy pour une distance de 12Km en direction de Soavinandriana. Elle se trouve dans la zone de socle cristallin et métamorphique, plus particulièrement dans la formation volcanique de l'Itasy. Alors ce projet doit concerner des Fokontany périphérique et notamment ceux qui sont traversés par la conduite d'adduction à l'Est et qui ne dispose pas encore d'eau potable



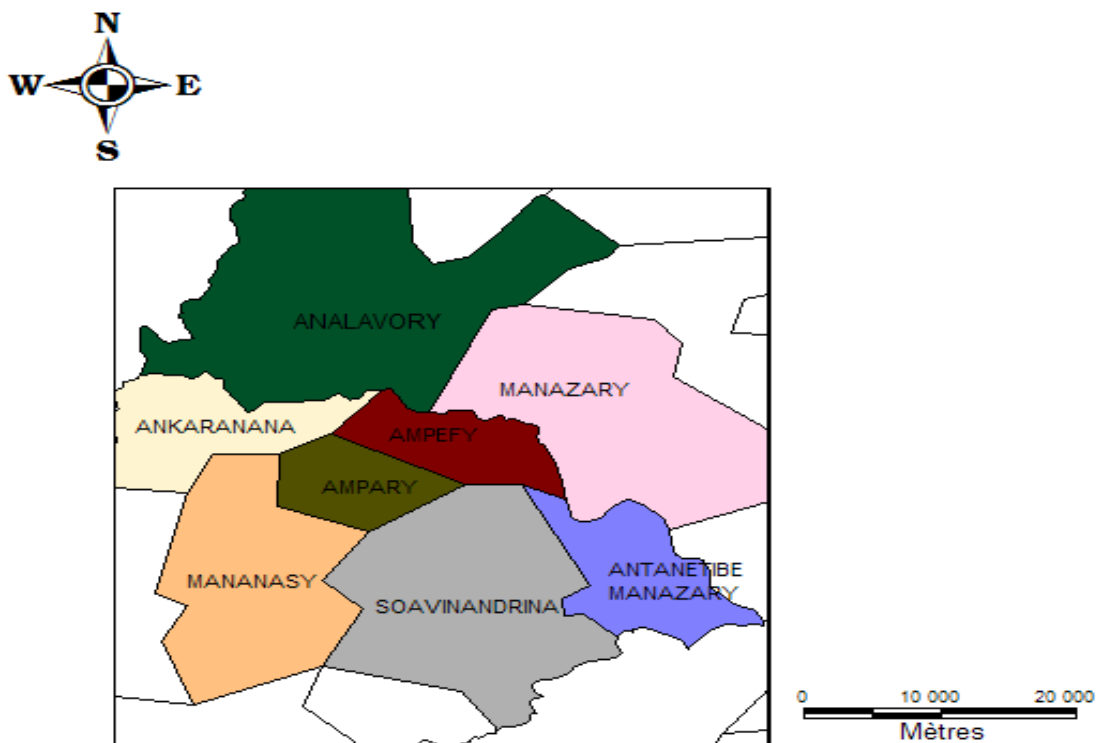
CARTE.1. LOCALISATION AMPEFY

La zone du projet est constituée par quatre Fokontany : Ampefy lui-même, Ambohitrikaga, Faliarivo et Atalatavaovao.

Cette commune rurale se trouve entre les parallèles 19° 03' de latitude Sud et les méridiens 47° 44' de longitude Est, et est repérée sur la carte FTM, échelle au 1/100 000, en Laborde X= 431,42Km ; Y=784,38Km et pour une altitude de 1 410m et une superficie de 8,61Km² avec un périmètre 45,33Km

Elle est limitée :

- au Nord, par la commune rurale Analavory district Miarinarivo ;
- au Sud, par le district Soavinandriana ;
- Sud Ouest Ampary district Soavinandrina
- à l'Est, Manazary district Soavinandrina
- à l'Ouest, par la commune rurale Ankaranana



CARTE.2. DELIMITATION DE LA COMMUNE

II.2.MILIEU PHYSIQUE

II.2.1..Géologie

Se trouvant dans le complexe volcanique, la région Itasy est constituée d'une formation volcanique par une succession de montagnes en dômes ou en coupes, de terrasse aplaties et de bas fonds alluvionnaires et de lacs.

La géologie de cette formation est constituée de débris d'épanchement et de projection volcanique de bonne perméabilité et porosité soit en petite ou en grand sous forme de fissures ou fractures qui emmagasinent de l'eau souterraine en formant des sources de débits importants.

Du point de vue morphologique, le massif volcanique de l'Itasy est caractérisé par des formations à pente douces, régulières, de types cônes égueulés ou non, dômes et coupoles. Autour de ce massif volcanique apparaissent des chaînons montagneux à pentes abruptes et chaotiques.

L'altitude des montagnes varie de 1100m environ à 1700m.

La région se trouve sur le socle cristallin et métamorphique de Madagascar de formation migmatique et métamorphique. Des projections et des coulées couvrent le socle pour former des dômes et des montagnes ainsi que des vallées à série volcanique (basanitoïdes)

Des alluvions se forment aux points bas après transports des latérites et des coulées par les écoulements d'eaux existants.

La latérite rouge de la formation volcanique couvre la surface de sol avec présence de blocs et de graviers de la roche constituante. La couche superficielle de terre composée de scories et cendres volcaniques est très fertile au dessus de la latérite.

Cependant la dégradation et l'érosion de sols sont des problèmes majeurs dans la commune d'Ampefy et plus généralement à Madagascar. La principale cause de cette dégradation est le système d'exploitation des sols.

II.2.2. Hydrologie et ressource eau

La région a une grande potentialité en eau tant souterraine que de surface. La couche épaisse de latérite à graviers et d'argile forme un grand réservoir pouvant assurer la pérennité des points d'eau. Des émergences à débits importants qui se déversent le lac ITASY.

Cette région se situe dans le versant Ouest dans la division naturelle du réseau hydrographique de Madagascar, plus précisément dans le bassin de la Tsiribihina dont le lac ITASY se situe à 1215m d'altitude, d'une superficie de 30,91Km² et s'était formé en amont d'un barrage naturel de profil seuil naturel (barrage formé à la suite des coulées volcaniques).

Trois rivières importantes assurent l'approvisionnement du lac : VARAHANA, MATINANDRO, ANDRANOMENA. Plusieurs ruisseaux aussi se déversent dans le lac, et des sources importants alimentent ces écoulements ou se déversent directement dans le lac. Des petites rivières drainent les versants nord et sud de lac, l'exutoire de lac est contrôlé par un seuil rocheux qui se poursuit dans la Lily affluent de Sakay pour se jeter à son tour dans la Tsiribihina.

La zone se trouve donc au bord du lac sur une formation volcanique. Et il y a aussi des formations alluvionnaires à couches argileuses. De plus la commune possède deux lacs (KAVITA et ITASY), des cours d'eaux remarquables. Et en fin le réseau hydrologique de la

zone est constitué par des ruisseaux des sources collinaires dans les massifs volcaniques environnants.

II.2.3.Hydrogéologie

La région d'Itasy et plus particulièrement Ampefy se trouve dans le bassin versant du lac Itasy .D'une manière générale les montagnes constituent une réserve d'eau souterraine immense qui alimente le réseau hydrographique et le lac par plusieurs ruisseaux lesquels sont tributaires de la rivière Lily qui est un affluent de la rivière Sakay laquelle est aussi un affluent de Tsiribihina(en passant par la rivière Mahajilo) .Les couches alluvionnaires sont de faible capacité hydrogéologique et ne permettent pas d'emmagasiner de l'eau souterraine

II.2.4.climat

- Le site se trouve dans une zone de climat type tropical tempéré
- La précipitation y est de 1800mm par an en présentant un maximum de 40mm au mois de janvier et de février et minimum de 10mm au mois de juillet
- La température moyenne est de 17°C avec un maximum de 19 à 20°C au mois de décembre et de janvier et un minimum de 13 à 14° au mois de juillet
- Il s'agit d'un climat tropical d'altitude qui est caractérisé par deux saisons à savoir saison chaude d'octobre à avril et saison sèche ou froide de mai à septembre.

TABLEAU N°7.DONNEES DE LA STATION SOAVINANDRIANA ITASY

Latitude L = 19° 10

MOIS	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
Pluie moyenne (mm)	450	378,7	269,6	87,8	26,4	11,6	14,5	9,5	25,7	74,9	190,6	408,2
Température (°C)	19,5	19,4	19,1	18,4	16,4	15	13,3	15,3	17	18,8	19,5	19,5
ETP (mm)	88,4	76,7	78,3	67,6	54,3	43,9	42	49,4	60,4	78,3	84,5	89,1

PARAMETRES	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC
Température (°C)	19,5	19,4	19,1	18,4	16,4	15	13,3	15,3	17	18,8	19,5	19,5
INDICE THERMIQUE : i	7,85	7,79	7,61	7,19	6,04	5,28	4,91	5,44	6,38	7,43	7,85	7,85
coefficient λ	1,14	1,0	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95	0,99	1,0	1,08	1,09	1,15
Pluie moyenne P (mm)	450	378,7	269,6	87,8	26,4	11,6	14,5	9,5	25,7	74,9	190,6	408,2

(Source direction de la météorologie Nationale)

- Ce tableau montre que la précipitation dans la région en moyenne est de 1800 mm/an alors que l'évaporation réelle est de 813mm ce qui caractérise une région de bilan hydrique excédentaire en alimentant aussi bien l'écoulement de surface que la nappe d'eau souterraine.

La précipitation normale mensuelle varie entre 10 mm au mois de juillet et 40 mm, aux mois de janvier et février pour une pluviométrie moyenne annuelle de 1800 mm.

Cette pluviométrie moyenne annuelle de 1800 mm est calculée sur 20 années à la station d'Ampefy – Météorologie nationale, les 90% de la hauteur de pluies sont enregistrées sur 6 mois entre octobre et mars.

La zone du projet est marquée par deux saisons contrastées :

- saison sèche du mois d'avril au mois de septembre
- saison de pluie du mois d'octobre au mois de mars.

Le volume total de pluies qui tombe durant la saison pluvieuse représente la moitié de la pluviométrie moyenne annuelle.

Ampefy étant dans la région des hautes terres de l'Ile subit un climat chaud et assez humide avec une température moyenne annuelle de 17°C qui varie entre le minimum 13° à 14° C en mois de janvier et le maximum de 19°C en décembre et 20°C en janvier.

II.2.5. PLUVIOMETRIE DE LA ZONE

La pluviométrie moyenne annuelle calculée sur 20 années d'observations (Station de Soavinandriana – Météorologie Nationale) est de 1800 mm, dont 90% sont enregistrés sur 6 mois (octobre et mars).

II.2.6. Température et Evapotranspiration potentielle (ETP)

La température moyenne varie entre 13°C à 20° C pour un climat chaud et assez humide.

Le tableau ci-après donne les températures moyennes annuelles (°C) ainsi que l'E.T.P. (mm) relevées à cette Station durant la même période

II.2.7. LE sol

La commune rurale d'Ampefy est constituée de quelques tanety qui sont entrées et coupées par de vallées et de montagnes de roche volcanique. L'altitude moyenne se situe entre 1100 m et 1700 m.

Ce contexte pédologique et géomorphologie est à l'origine de :

La formation de sols volcaniques qui sont développés sur les collines, les colluvions et les alluvions latérales ;

- La présence de sols hydro morphes dans les thalwegs, les petites dépressions et les rivières ;
- La présence de sols peu évolués qui sont des alluvions et colluvions.

II.3.ETUDE SOCIO- ECONOMIQUE

II.3.1.ETUDE DEMOGRAPHIQUE

II.3.1.1. Les Populations

L'étude démographique est un des facteurs principaux pour établir les prévisions de demande en eau et en particulier des demandes domestiques.

Le centre d'Ampefy compte actuellement 5969 habitants et l'analyse des données statistiques montre que le taux d'accroissement de la population est 2,7% ce qui amène à présenter la tendance et l'évolution de la population.

La répartition dans l'espace et dans le temps de cette population pour le cas de 2006 a été obtenue selon:

Le recensement réalisé par la Commune en Septembre 2006 indique que :

- La population est constituée par une majorité du « foko » Betsileo et Antandroy ;
- Les fokotany comptent 746toits (d'après le calcul qui se base ci dessous), et qui se répartissent le long de l'axe Ampefy – Soavinandrina au total 5969 habitants qui longent l'axe routier de Soavinandrina jusqu'à Atalatavaovao .

Nom de Fokontany	Nombres des habitants	Nombres du toits
AMPEFY	3067	383
AMBOHITRIKANGA	463	58
FALIARIVO	946	118
ATALATAVAOVAO	1493	1493

Nombres de toits = effectifs total de chaque population / taille moyenne de ménages

TABLEAU N°8.REPARTITION DE LA POPULATION DE CHAQUE FOKONTANY PAR CLASSE D 'AGE

A= 0 à 4 ans B = 5 à 9 Ans C = 10 à 15 ans D = 16 à 19 ans E = 20 à 24 an

F= 25 à 29 ans G = 30 à 34 ans H = 35 à 40 ans

I = 40 à 44 ans J = 45 à 49 ans K= 50 à 54 ans L = > 55 ans

Age	A		B		C		D		E		F		G		H		I		J		K		L		TOTAL
	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	F	H	
1 :	1 9 0	1 4 0	1 3 8	1 0 2	1 6 8	1 5 6	1 8 2	1 3 0	1 2 6	1 1 0	1 6 2	1 4 8	1 5 0	1 4 6	1 5 0	1 4 0	1 3 8	1 1 8	94	78	88	1 1 2	62	39	3067
2 :	3 0	3 5	3 2	2 8	2 5	2 3	2 5	1 6	1 0	1 5	2 5	2 0	2 5	2 2	2 0	1 5	2 0	1 6	13	12	12	8	9	7	463
3 :	6 5	4 5	5 4	4 8	5 2	4 7	5 4	5 2	4 6	3 7	4 0	3 6	3 5	4 1	3 5	4 2	3 8	3 1	35	32	30	22	17	12	946
4 :	1 1 0	7 1 0	6 5	6 0	8 6	8 0	9 2	8 3	7 8	6 8	6 8	6 5	7 3	6 1	5 7	5 6	5 4	5 0	64	48	32	24	26	23	1493
T O T A L	3 9 5	2 9 0	2 8 9	2 3 8	3 3 1	3 0 6	3 5 3	2 8 1	2 6 0	2 3 0	2 9 5	2 6 9	2 3 0	2 8 2	2 5 3	2 6 0	2 3 0	2 1 5	20 6	17 0	16 2	16 6	11 4	81	5969

Source : CR Ampefy recensement 2006

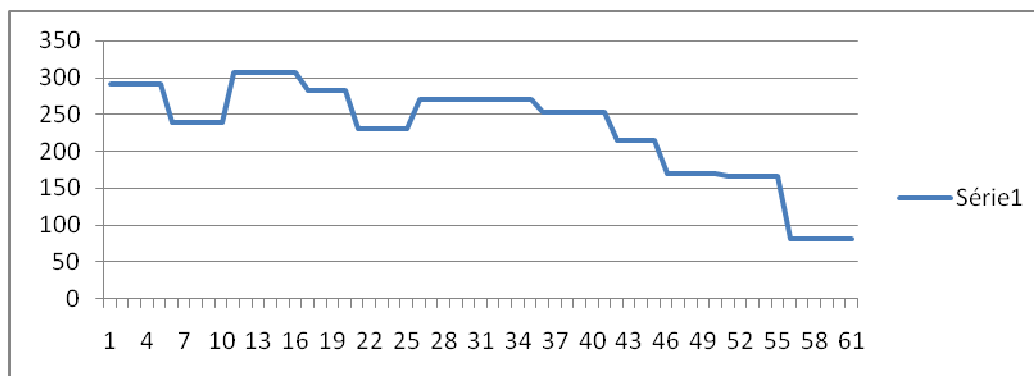
F : Femme ; H : Homme

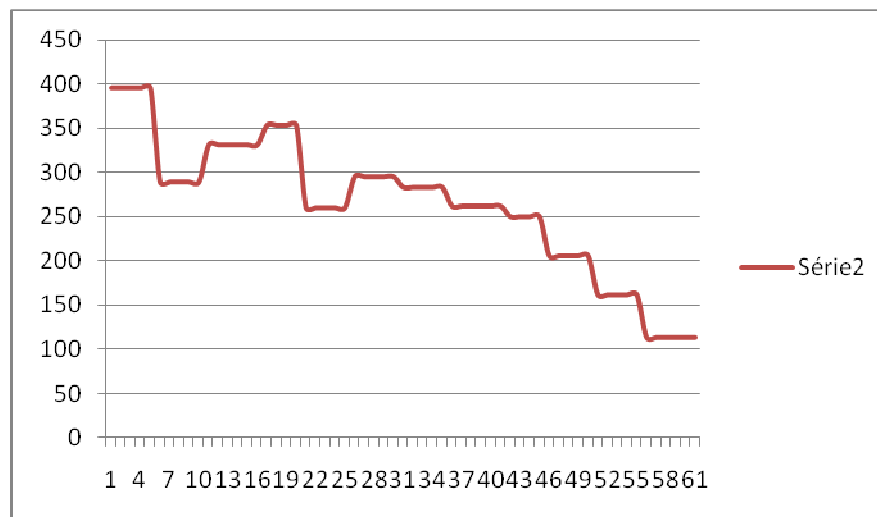
1: Ampefy ;

2: Ambohitrikanga ;

3: Faliarivo ;

4 : Atalatavaovao





Série 1 FEMMES

Série 2 HOMMES

FIGURE.VIII.EVOLUTIONDE LA POPULATION SELON LES CLASSES D'AGE POUR LES FEMMES ET L'HOMME

II.3.1.2.Evolution de la population

Etant donnée que la commune d'Ampefy compte 5969 habitants et taux d'accroissement y est de 2.7% et l'analyse des données statistiques qui amène à présenter la tendance et l'évolution de la population dans le temps et dans l'espace en ciblant les horizons du projet 2006, 2007, 2012, 2017, 2025, 2030 ce qui sont présentées dans le tableau ci-après.

La formule suivante détermine l'évolution de la population à chaque projection

$$Y = Y_0 (1+t)^n$$

Avec : Y : nombre d'habitants à l'horizon n ;

yo : nombre d'habitants de base

t : taux d'accroissement de la population, t = 2,7% n : nombre d'années par rapport à l'année de base.

Pour l'étude de la démographie on peut dire que les données ne sont pas vraiment précise selon le contexte existant actuel à cause de la migration de population qui a lieu mais les éléments de la série statistique sont nombreux , de plus il est à remarquer l'incohérence entre les chiffres établis par les Fokontany et ceux centralisés au Firaiana ; on sait à partir du nombre de la population de l'année de base en 2006 pour les quatre Fokontany de la commune ,que les calculs prévision du nombre d'habitants ont été effectué. Il se base sur un taux d'accroissement annuel 2.7% en appliquant la formule ci-dessus .Ainsi, le tableau suivant nous montre l'évolution probable à l'horizon 2006, 2007, 2012, 2020, et jusqu'en 2030, durée de vie du projet (de 25 ans environs)

Horizon	2006	2010	2015	2020	2025	2030
N	0	4	9	14	19	24
Population	5969	6643	7590	8671	9925	9995

Le centre compte 5969 habitants et 746 ménages ce qui donne une taille de ménage de 08 personnes. L'enquête sur terrain a permis de recenser toutes les activités socio-économiques dans le centre qui ont un impact ou non sur l'eau potable.

De plus la population d'Ampefy exige aussi l'assainissement qui comprend, l'évacuation des eaux usées, des eaux pluviales, la latrinitisation et l'évacuation d'ordures ménagères et notamment pour le cas du présent projet l'évacuation des eaux usées produites par la mise en service du système d'adduction d'eau.

II.3.1.3.Habitat et logement de la population

Pour la grande majorité, l'habitation est en maison de briques cuites de type :

. Maison construite en maçonnerie de briques de terre cuites ou non cuites et toiture en tuiles ou tôles, et caractéristiques suivantes :

- . Nombre de pièce : 2 à 3 ;
- . Surface habitable : 30 à 45 m² par ménage ;
- . Surface vitale par personne : 5 à 7 m² (pour un nombre de ménage de 5)

II.3.1.4.Services sociaux de base et infrastructures

II.3.1.4.1.Adduction d'eau potable

La population puise l'eau dans des puits traditionnels (parois en briques de terre cuite) jusqu'à une profondeur moyenne de 05 à 15 mètres. Généralement, la qualité de l'eau atteint la limite acceptable en terme de potabilité mais constitue un risque en périodes de pluies puisque la majorité des puits ne sont pas bien protégés; de plus à partir du mois d'août, le débit se réduit, et devient insuffisant par rapports aux besoins jusqu'à l'arrivée de la première pluie au mois de novembre. Par conséquent, la population a recours aux multiples ruisseaux et des étangs issus des sources souterraines provenant des lacs et des collines environnants.

II.3.1.4.2.Situation Sanitaire et Hygiène

Si chaque habitation dispose en général d'une latrine de type fosse perdue, un puits traditionnel ; la plupart d'entre eux ne disposent pas de douche ;

II.3.1.4.3..Electricité

La majeure partie de la commune dispose de l'électricité, alimentée par le réseau JIRAMA

I.3.2.Scolarisation

II.3.2.1.Primaire

Les quatre Fokontany comptent huit établissements scolaires dont quatre publics et quatre privés, pour un effectif total 1200, et pour un taux de réussite à l'examen de 80 % (CEPE) en moyenne. Et en considérant le nombre de population de 5 à 15 ans et celui des enfants scolarisés, le taux de 70% de scolarisation dans le niveau primaire est acceptable.

II.3.2.2.Secondaire

L'Etablissement secondaire de premier cycle (CEG) est récemment installé dans la commune rurale depuis l'année scolaire 2006 -2007. Les classes contiennent quatre classes de (6^{ème} à 3^{ème}) pour un effectif de 800 élèves.

II.3.2.3.condition sanitaire

Il existe un CSB2 (Centre de Santé de Base niveau II) à Ampefy qui est dirigé par un médecin avec deux personnels médicaux (sage femme et dispensatrice). Le Centre traite les maladies courantes suivantes : IRA (Infection Respiratoire Aiguë), diarrhées, fièvre et les Infections cutanées surtout les bilharzioses avec le taux de fréquentation atteint jusqu'à 46,52%

II.3.2.4.Voie d'accès et de liaison

Les quatre Fokontany sont reliés par une route goudronnée praticable en toute saison. Cette route traverse les quatre fokontany et les relie avec la commune rurale Analavory et la commune rurale Ampary.

II.3.2.5.Barrages, canaux d'irrigations et digues

La commune n'a jamais bénéficié d'aménagement hydro agricole adéquat ; les digues en terre fabriquées par l'association des paysans et « fokonolona » sont utilisées pour essayer de maîtriser l'eau issue des sources collinaires des massifs environnants.

II.3.2.6.Hôpital

Il existe un CSB II, le centre de santé est équipé des matériels médicaux et dispos des médicaments nécessaires pour les soins de premier ordre ainsi qu'un cabinet de consultant privée.

II.3.2.7.Ecole

Pour l'enseignement public il existe deux établissements d'enseignement de niveau primaire (EPP) et secondaire (CEG). Il existe également une école privée de niveau primaire et de niveau secondaire.

II.3.2.8.Restaurant et Hôtel

Ampefy qui est parmi les meilleures destinations touristiques à Madagascar, on trouve des grands hôtels et restaurants ainsi que des petits hôtels.

II.3.2.9.Eglise

La population d'Ampefy pratique des religions très variées à savoir le FJKM, l'ECAR, Eglise Luthérien. EGLISE Adventiste, l'Ara-pilazatsara, Jesosy Mamonjy etc.

II.3.2.10.Place de marché

Parmi les quatre Fokontany Ampefy seule possède une place de marché journalière ; les récoltes de légumes (choux, ...) et les poissons, la viande sont acheminées directement vers cette localité de la commune, voire les grands marchés de la Capitale.

II.3.2.Activité socio - économiques

Le secteur primaire avec la culture du riz prédomine dans cette région. Plusieurs formes de riziculture y sont pratiquées : sur tanety (sur les collines, donc sèche) et dans les bas fonds (rizières irriguées). Les cultures maraîchères et fruitières tiennent aussi une place importante (tomate, haricot vert, pomme de terre, manioc, maïs, concombre, avocat). Les cultures industrielles comme, le tabac, les arachides et les aleurites étaient autrefois abondamment cultivés dans cette région avec des huileries à Antafofo, Analavory et Ampefy mais qui sont abandonnées actuellement.

On y pratique la pêche lacustre et de rivière qui ravitaille en poisson la zone environnante et la Capitale. L'élevage constitue aussi une source de revenu complémentaire (zébus, volailles, porcs). A Ce titre, l'élevage de zébus constitue un moyen de production qui est utilisé pour traîner les charrettes et charrettes. Ces derniers temps, on note l'apparition d'un élevage de vaches laitières dans la région.

Les secteurs secondaires et tertiaires sont souvent présents mais qui pourraient être réactivés par un meilleur contexte économique et sanitaire. L'artisanat ne constitue qu'une faible contribution pour le développement de la zone. L'agriculture étant principale activité de la zone, il faut pour la pérennité du projet promouvoir cette activité économique qui fournit la principale source de revenu pour faire face aux problèmes d'insuffisance financière.

II.4.1.Agriculture

La riziculture demeure la principale activité aussi, avec un rendement moyen de 2,5t/Ha. Les autres cultures vivrières telles que le haricot, l'arachide, le manioc, le maïs, les légumes, pratiquées en saison de pluie et de contre saison occupent aussi une place importante dans la production agricole de la région.

TABLEAU N°9. LES PRODUCTIONS RURALES MOYENNES DANS LA COMMUNE D'AMPEFY

Produits	Quantité (tonnes)
Paddy-	1500
Mais	690
Manioc	1150

Source : Commune rural Ampefy

II.4.2.Secteur primaire

TABLEAU N°10.LES TYPES D'EXPLOITATION AGRICOLE

N°	Types d'exploitation	Superficie exploitée en Ha	Exploitants (fermage)	Mode d'exploitation
1	RIZ	600	80	Pluviale, Arrosage à partir des étangs
2	MAIS	200	-	Pluviale, Arrosage à partir des étangs
3	HARICOT (frais)	50	-	Arrosage à partir des étangs
4	VOANJOBORY	30	-	Arrosage à partir des étangs
5	tomate	120	-	Arrosage à partir des étangs
6	PATATE DOUCE	40	-	Arrosage à partir des étangs
7	ARACHIDE	100	-	Arrosage à partir des étangs
8	OIGNON	60	-	Arrosage à partir des étangs
9	CHOUX	750	300	Arrosage à partir des étangs

Source : nos propres enquêtes mars 2009

II.4.3.Secteur Secondaire et Tertiaire

Ces deux secteurs occupent une infime partie de la population. L'arrivée du réseau d'électricité dans la zone a pu exprimer un début de développement de ces secteurs. Toutefois, une proportion non négligeable de la population travaille dans les secteurs à l'extérieur de la Commune.

II.4.4.Elevage

La région pratique l'élevage de bovins, porcins et de volailles qui est une source de revenu de la population et constitue une activité secondaire d'appoint orientée vers l'agriculture :

- . Le cheptel bovin est destiné pour les travaux agricoles (traction animale, production de fumier) ;
- . La filière avicole semble plus pratiquée avec des races locales.

TABLEAU N°11.L'ELEVAGE

N°	Elevage	Effectifs
1	Bovidés	2500
2	Porcs	600
3	Volailles	10500
4	Caprins	30

Source : nos propres enquêtes mars 2009

II.4.5.Pêche

Le 80 % de la surface totale est de l'eau. Etant donnée la proximité du lac Itasy, la pêche régionale se pratique à Ampefy et alimente le besoin de la capitale ce qui constitue une source de revenu à considérer.

II.4.6.Artisanat

Il existe aussi des artisans dans cette localité. Les principaux produits artisanaux sont l'Huilerie, la poterie, la vannerie, la menuiserie, la briqueterie, la ferronnerie.

II.4.7.Commercialisation

Le jour de marché hebdomadaire est le samedi. Les produits agricoles sont mis en vente à savoir le paddy, le haricot, l'arachide, le manioc, le maïs, les légumes, et les produits d'élevage dont volailles et également du cheptel vif.

II.4.8.Service d'appui à la population

Le seul organisme d'épargne et de crédit implanté à Ampefy qui apporte son concours par l'octroi de micro crédit pour la promotion de l'agriculture de la région est le CECAM. Cependant, le déroulement de sa mission se heurte à des difficultés dues aux réticences et insuffisance d'information au niveau des agriculteurs.

II.4.9. Centrale thermique

La ville d'Ampefy dispose actuellement de source d'énergie de type thermique et hydraulique qui est gérées par la JIRAMA.

II.5.1.Eau de la ville

La ville d'Ampefy est déjà dotée d'un réseau d'adduction d'eau, mais celui – ci est tombé en panne. Alors les habitants s'approvisionnent à partir des puits traditionnels pour lesquels la qualité de l'eau n'est pas garantie puisqu' en période de pluies, on observe beaucoup des différentes maladies tels que les bilharzioses, cholera, la diarrhée et le paludisme ...

II.5.Les socio – culturelles

III.5.1.Intervention des ONG et autres

Le partenariat avec des organismes de financement ou aide est très développé si bien que la commune bénéficie de quelques interventions de l'extérieur suivant le tableau ci-dessous:

TABLEAU N°12.ACTIVITES DES PARTENAIRES

Nom des Partenaires	Types d'activités déjà existées
Commune Rurale	Construction de CEG
ONG TARATRA	Construction des puits des années passées
SECALINE	Nutrition infantile intensive

Source : nos propres enquêtes janvier 2009

II.5.2.Mode actuelle en alimentation en Eau

Il a été effectué une enquête des ménages pour déterminer les modes actuels d'approvisionnement en eau et d'assainissement.

La population s'approvisionne actuellement en eau à partir des puits individuels et à partir de l'eau du lac. Chaque ménage a sa latrine mais qui n'est pas de type amélioré. Alors l'objectif du projet aussi est basé sur les points suivants :

- assurer à la population l'accès universel à l'eau et à l'assainissement, à partir d'un système dont l'exploitation et la gestion seront à la portée des utilisateurs
- mettre en place un réseau dimensionné à partir du besoin de la population sur un délai d'au moins vingt ans ;
- considérer l'eau comme un patrimoine national par le principe de « non gratuité » ;
- Mettre en place une gestion de l'eau par une structure adéquate.

II.5.3.Structure de gestion de l'installation du projet

II.5.3.1.solution retenue

La solution retenue pour l'adduction d'eau d'Ampefy est de capter l'eau de la source d'Ambohitraivo qui présente une ressource en eau suffisante pour garantir un service pérenne et de qualité. Il s'agit d'une source gravitaire qui sort de la formation volcanique par une crevasse au fond de la vallée en empruntant un réseau de fractures et dont le débit naturel est de 150m³/h en période d'étiage.

Cette source permet d'approvisionner en eau le centre d'Ampefy et les quartiers environnants par un système gravitaire.

Il s'agit d'examiner les questions suivantes par rapport aux avantages et intérêts de chaque variante d'une façon qualitative qui portent les aspects suivants :

- ✚Disponibilité et suffisance du débit de la source
- ✚Qualité de l'eau qui entraîne la conception ou non d'une unité de traitement
- ✚La pérennité de la source disponible pour garantir celle du système mis en place
- ✚Type d'adduction : soit gravitaire ou par pompage
- ✚La forme et le statut de la structure de gestion
- ✚Le principe et le frais d'exploitation.

II.5.3.2.Choix d'installation

Le choix des installations se fera à partir des points suivants :

- L'adéquation entre le besoin réel et les ressources en eau disponibles suffisantes et saines ;
- Les desiderata des utilisateurs et bénéficiaires.

-

II.5.3.3.MOBILISATION COMMUNAUTAIRE

Selon les termes de référence de l'étude, on a sensibilisé et mobilisé la population bénéficiaire dans les centres concernés afin que celle-ci fasse bon usage de l'installation suivant les grands principes du code de l'eau à savoir la protection de la ressource en eau et de l'environnement, la participation communautaire pour la réalisation du projet dès la conception jusqu'à l'exploitation proprement dite, la mise en place des structures de gestion et des comités de points d'eau, le principe de l'eau payante et de recouvrement de coût, la notion de tarif de l'eau, la notion de WASH qui porte sur le lavage des mains avec du savon, la préservation de la qualité de l'eau, la construction de latrine.

A ce titre, l'objectif que vise le Gouvernement est l'accroissement du taux de desserte en alimentation en eau potable ainsi que la pérennisation des systèmes mis en place en incitant surtout la participation de la population bénéficiaire ainsi que la Commune de ressort qui est le centre de développement.

La modalité adoptée durant l'étude était la tenue de réunion de travail sur place en vulgarisant les principes cités ci-dessus ; la population du Fokontany d'Ampefy est disposée à les suivre étant consciente de l'importance de l'alimentation en eau potable.

Ainsi, il a été décidé de répartir des bornes fontaines dans chaque village et de constituer pour chaque borne fontaine un comité de point d'eau dont la mission sera d'assurer la pérennité du point d'eau (maintenance et entretien) ainsi que le principe de recouvrement de coût et de l'eau payante ;

Il a été aussi décidé de mettre en place une petite structure de gestion technique de l'adduction d'eau qui sera constituée de 4 personnes dont une par village concerné ;

Les personnes seraient intégrées dans la réalisation des travaux afin de les former sur les aspects techniques et de gestion du système.

II.1.CONCERNANT LE PROJET

III.5.3.Introduction

Une étude de projet d'adduction d'eau potable commence toujours par l'évaluation des besoins en eau dans chaque horizon et des ressources en eau disponibles.

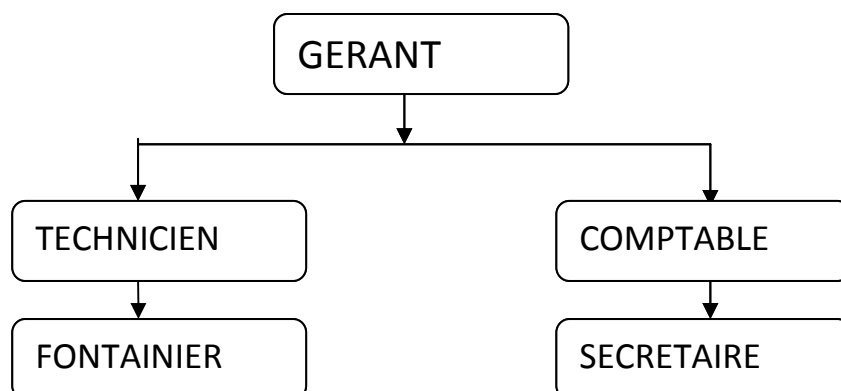
Les travaux topographiques sur terrain déterminent les tracés et les emplacements de chaque ouvrage et installation. La prospection de tous les points d'eau existants permet de déterminer les sources exploitables ainsi que la consistance des travaux à savoir :

- capter la source d'Ambohitraivo par un système gravitaire

II.6.2.STRUCTURE DE GESTION

Pour le présent cas, le financement des projets sera assuré par l'Etat et la commune et les installations seront comptabilisées dans le domaine public de l'Etat. Mais la gestion proprement dite sera confiée à l'association communale.

Ainsi, la structure de gestion se présente suivant le schéma ci-contre.



Mission de chaque entité

Gérant : coordonnateur des actions qui sera la commune ;

Comptable : Chargé de la comptabilité des recettes provenant de l'Association des Usagers ;

Techniciens : Responsable de l'entretien et maintenance des installations ;

Fontainiers : chargé de la distribution de l'eau à l'utilisateur par système volumétrique et collecte le prix de l'eau ;

Secrétaire : Responsable d'enregistrement des effets concernant le déroulement de L'approvisionnement en eau ;

Comité des points d'eau : contrôle et suivi des points d'eau collectifs ;

Les Usager : paient le tarif de l'eau aux bornes fontaines ;

La population bénéficiaire mettra en place une association des usagers et des comités de points d'eau dans le sens de la sensibilisation de chaque ménage suivant la réforme sectorielle mise en place par le Gouvernement ainsi que le suivi du service. Il ressort de l'enquête auprès de la population bénéficiaire que le projet d'eau est considéré comme une priorité pour ces localités. Ainsi une campagne d'IEC a été effectuée dans le centre d'Ampefy suivant le procès verbal présenté.

II.6.3.CAMPAGNE D'IEC

L'objectif de l'IEC (Information Education et Communication) est de sensibiliser et mobiliser la population bénéficiaire pour accepter le principe de recouvrement des coûts, la structure de gestion à mettre en place, le bon usage de l'eau non seulement en tant que produit de consommation mais aussi pour l'hygiène corporelle et l'environnement du milieu qui débouchent à l'assainissement

ANDRIANANTENAINA Delphin Rodolphe

proprement dit avec toutes ses composantes. On a déjà sensibilisé les quartiers dans le sens de l'objectif cité ci-dessus. Et on a aussi visité tous les quartiers et a discuté avec les autorités locales ainsi que les membres de comités de l'eau. Pour ce faire, il y aura lieu de former et instituer dans chaque quartier une association des usagers dont la mission est la bonne gestion des points d'eau collectifs.

On a expliqué aussi à la Mairie, aux responsables locaux ainsi qu'à la population bénéficiaire par Fivoriam-pokonolonona, l'objet des projets, l'intérêt de l'eau et de l'assainissement le code de l'eau et la réforme à mettre en place, le principe de recouvrement des coûts et de l'eau payante ainsi que surtout la structure de gestion à mettre en place. Il a été aussi expliqué que la localité est considérée dans le milieu rural en matière d'alimentation en eau potable et assainissement et de ce fait :

La structure de gestion à mettre en place sera sous la responsabilité de la commune qui se chargera de l'exploitation et de la gestion des installations ainsi que l'extension du réseau. A cet effet la population bénéficiaire devra s'organiser en Associations d'usagers et créer des comités des points d'eau. Au niveau des points d'eau la commune devra mettre en place des fontainiers qui assureront la vente d'eau.

II.6.4.Décision technique

Du point de vue technique, la réalisation du projet d'alimentation en eau potable nécessite l'aide de la population. Ainsi, pour pouvoir sensibiliser les gens à la contribution de l'implantation du système d'adduction d'eau. Il faut au moins que les populations soient au courant de la réalisation de ce projet et incitent les sociétés privé à financer.

II.6.5.Décision Economique

Après avoir fait les études économiques du projet de la commune, on évalue le taux de rentabilité interne qui explique aussi que ce projet est rentable et ne nécessite pas des chaînes de traitement très grandes.

PARTIE III ETUDE HYDROLOGIQUE ET ESTIMATION DES APPPORTS

PARTIE III ETUDE HYDROLOGIQUE ET ESTIMATION DES APPORTS

III.ETUDE HYDROLOGIQUE

L'étude hydrologique est indispensable pour réaliser des projets d'adduction d'eau potable puisque le dimensionnement, la sécurité et la bonne exploitation des ouvrages hydrauliques sont toujours liés à une bonne évaluation, non seulement des débits disponibles « en moyenne » mais encore et surtout des débits extrême (crues et étiages).

III.1.Ajustement statistique sur les valeurs observées de la pluie

* Analyse statistique (voir tableau 13 ci-dessous)

On déterminera :

$$\overline{P_{mois}} = \left(\frac{1}{N} \right) \sum_{i=1966}^{1980} P_{i\text{mois}} (mm) ;$$

- la pluie moyenne mensuelle :

$$\overline{P_{mois}} [\%] = 100 \frac{\overline{P_{mois}}}{P_{annuelle} [\%]}$$

L'écart type de la Série de la Pluie :

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1966}^{1980} (P_i - \overline{P})^2}{N - 1}}$$

TABLEAU N°13.DE L'AJUSTEMENT STATISTIQUE

Années	JANV	FÉV	MARS	AVRI L	MAI	JUIN	JUIL	AOÛT	SEPT	OCT	NOV	DÉC	Pluie Annuelle
1966	424,6	317,5	306,4	80,1	24	24,8	14,2	8,7	27,1	128,9	258,6	440,2	2055,1
1967	328	305	136,1	73,6	27,8	11,5	15,3	11,4	19,5	152,6	247,5	424,4	1752,7
1968	418,3	388	230,6	96,4	26,4	13,4	12,6	7,9	10,5	120,6	232,5	382,6	1939,8
1969	302,4	395,6	228,3	149	25,6	18,6	18,1	10	12,5	123,4	227,6	219,7	1730,8
1970	533,2	135,6	201,8	101,4	29	12,4	17,6	9,9	15,5	129,2	279,3	423,4	1888,3
1971	439,6	242,6	267,3	99,9	38	10,1	18,5	11,8	13,6	151,3	273,5	332,3	1898,5
1972	269,8	363,6	289,1	111,2	22,1	17,2	16,4	8,7	18,8	122,7	240,3	339,7	1819,6
1973	327,8	237	271,9	81,1	22,1	23,8	15,4	9,2	7,6	133,2	110,4	296,3	1535,8
1974	302,4	265	238,2	70,5	20,5	27	17,9	9,3	5,4	156,2	116,8	263,9	1493,1
1975	244,5	370,5	286,1	93,1	22,1	31,1	14,3	6,8	7,7	110,5	167,6	394,8	1749,1
1976	276,9	387,4	279	63,3	23,9	23,3	12,6	8,2	8,9	122,4	279,9	290,8	1776,6
1977	476,1	267,1	287,6	88,8	22,8	24,6	11,9	6,5	12,4	123	234,4	224,2	1779,4
1978	384,6	343,5	272,8	67,2	29,7	25,6	12,5	8,1	21,3	118	256,7	377,4	1917,4
1979	407,1	378,8	253,8	78,5	27,4	24,8	18,8	7,3	14,2	114	284,6	348,5	1957,8
1980	272,1	259,2	276,3	89,6	21,8	28,4	14,5	8,9	9,6	137,8	301,8	286,4	1706,4

MOYENNE MENSUEL LE (mm)	360,49	310,43	255,02	89,58	25,55	21,11	15,37	8,85	13,64	129,59	234,1	336,31	$\bar{P}=1800,03$
MOYENNE EN (%)	22,03	18,25	17,18	10,02	2,42	2,17	1,85	0,69	2,76	7,20	15,43	19,68	100,00
P _i	360,49	310,43	255	89,58	25,5	21,1	15,37	8,85	13,64	129,59	234,1	336,31	
\bar{P}	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	1800	
$\sum_{i=1}^{1986} (P_i - \bar{P})^2$	2072160,25	2218908,16	2387025,00	29255,36	31488,50	31644,85	31849,04	32082,18	319108,20	27902,69	245204,28	214238,84	32885870,8

Pluie observées sur 15 ans

Source : Station Soavinandriana – Météorologie Nationale

Détermination des pluies quinquennale et décennale sèche et humide par ajustement selon la loi de Gauss :

$$\sigma = 1295.31\text{mm}$$

La loi de Gauss ou loi normale est définie par la fonction de répartition de la forme :

$$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

F est la fréquence d'observation où

$$F = \frac{1}{T} \text{ pour une année humide et } F = 1 - \frac{1}{T} \text{ pour année sèche}$$

$$u = \frac{p - \bar{p}}{\sigma}$$

u : est la variable réduite telle que

La pluie pour une fréquence donnée est :

$$5 \text{ ans : Humide : } P(F) = \bar{P} + 0,84 \cdot \sigma \text{ et sèche : } P(F) = \bar{P} - 0,84 \cdot \sigma$$

$$10 \text{ ans : Humide : } P(F) = \bar{P} + 1,28 \cdot \sigma \text{ et sèche : } P(F) = \bar{P} - 1,28 \cdot \sigma$$

	Année sèche		Année humide	
Période T (ans)	5	10	5	10
Fréquence	0,2	0,1	0,8	0,9
u	0,84	1,28	0,84	1,28
P (F) (mm)	1712	1142	2888	3558

Les études statistiques des pluies annuelles ont montré que l'ajustement par la loi normale a permis d'obtenir les résultats :

- Pluie moyenne annuelle P_m : 1800mm
- Pluie quinquennale sèche P_{s5} : 1712mm

- Pluie décennale sèche P_{s10} : 1142mm
- Pluie quinquennale humide P_{H5} : 2888 mm
- Pluie décennale humide P_{H10} : 3558mm

III.1.1.ESTIMATION DU DEBIT DE LA SURFACE ET LE VOLUME DE CRUE

Comme la superficie du Bassin Versant $S=3,45\text{km}^2$ qui est inferieur à 4Km^2 (d'après le cour Hydraulique agricole de Monsieur RASOLOFONIAINA Jean Donné), on utilise la formule Rationnel pour estimer le débit de l'exutoire

$$Q = 0,278 C i S$$

$$i = \frac{t^{b-1}}{24^b} : \text{intensité de pluie en mm/h}$$

- $t=t_c=34\text{min} = 0,56\text{h}$ temps de concentration de Passini selon le tableau ci – dessus
- $S= 2,45\text{km}^2=225\text{Ha}$; $I= 0,95 \frac{Z_{max} - Z_{min}}{L} = 0,95 \frac{1455 - 1380}{1600} = 4,45\%$ puisque $10\text{Ha} < S < 400\text{Ha}$ et la majorité du terrain est couvert prairie, brousse danse, savane sous bois donc $C = 0,52$ (d'après le tableau de coefficient de ruissellement) ; alors l'intensité de pluie qui correspond :

Année Sèche	Année humide
$i_5 = 1154 \text{ mm/h}$	$i_5 = 1947 \text{ mm/h}$
$i_{10}=770\text{mm/h}$	$i_{10}=2398\text{mm/h}$

Donc volume de crue tombant sur le bassin versant est obtenue par la formule $V = Q * t_c$; $t_c = 42\text{min} = 0,70\text{heures}$

	Année sèche		Année Humide	
Fréquences	5	10	5	10
Valeur de débit à l'exutoire (m^3/h)	375	250	633	780
Volume de crue (m^3)	263	175	443	546

TABLEAU N°14. REPARTITION MENSUELLE DES CONDITIONS THERMIQUES ET PLUVIOMETRIQUES

PARAMETRES	JAN	FEV	MARS	AVR	MAI	JUIN	JUILL	AOUT	SEPT	OCT	NOV	DEC	Total
Température (°C)	19,5	19,4	19,1	18,4	16,4	15	13,3	15,3	17	18,8	19,5	19,5	17.68
INDICE THERMIQUE : i	7,85	7,79	7,61	7,19	6,04	5,28	4,91	5,44	6,38	7,43	7,85	7,85	I=81,6
coefficient λ	1,14	1,0	1,05	0,97	0,96	0,91	0,95	0,99	1,0	1,08	1,09	1,15	
Pluie moyenne P (mm)	450	378,7	269,6	87,8	26,4	11,6	14,5	9,5	25,7	74,9	190,6	408,2	1947
ETP (mm)	88,4	76,7	78,3	67,6	54,3	43,9	42	49,4	60,4	78,3	84,5	89,1	
P – ETP	361	302	191,3	20,2	-27,9	-32,3	-27,5	-39,9	-34,7	-3,4	106,1	319,1	
DEFFICITE CUMULEE					27,9	60,2	87,7	127,6	162,3	165,7			
STOCK : S (valeur dans la table correspond au déficit cumulé)	100	100	100	100	76	54	40	27	19	18	100	100	
VARIATION DE STOCK : ΔS	0	0	0	0	-24	-22	-14	-13	-8	-1,0	82	0	
EXEDENT : E	361	302	191,3	20,2	0	0	0	0	0	0	24,1	319,1	
E T R (mm)	88,4	76,7	78,3	67,6	50,4	33,6	28,5	22,5	33,7	75,9	84,5	89,1	
ETR / ETP en %	100	100	100	100	92,82	76,54	67,86	45,55	55,79	96,93	100	100	

Le tableau de précipitation ci-dessus montre que la région a une pluie moyenne de 1800 mm/an alors que l'évaporation réelle est de 813mm ce qui caractérise une région de bilan hydrique excédentaire en alimentant aussi bien l'écoulement de surface que la nappe d'eau souterraine.

ETP a été calculé à partir de la formule de THORNTHWAITE

$$I = \sum_{i=1}^{12} i = 81.6$$

$$\Delta S = S_i - S_{i-1}$$

$$\text{Si } P\text{-ETP} < 0 ; \text{ETR} = P + \Delta S$$

$$P\text{-ETP} > 0 ; \text{ETR} = \text{ETP}$$

$$a = (1.6/100) * I + 0.5$$

$$i = (T / 5)^{1.514}$$

$$\text{ETP} = \lambda * 1.16 (10T / I)^a$$

λ : coefficient de correction mensuel pour la zone considérée

Le stock S (mm) qui consiste la réserve d'eau contenue dans la zone d'aération du sol. Le stock est calculé pour les $P\text{-ETP} < 0$

Et il est obtenu à partir de l'abaque donnant la valeur des stocks en fonction du déficit cumulé. On peut observer que les mois les plus secs (P inférieure à 20 mm), s'étendent de juin à Août, la fin de l'étiage est en novembre. Les mois les plus arrosés vont de décembre à mars avec un maximum en janvier. Par conséquent, la réalimentation de la nappe est obtenue à partir de ces données.

III.2.CARACTERISTIQUES PHYSIQUES DES BASSINS VERSANTS

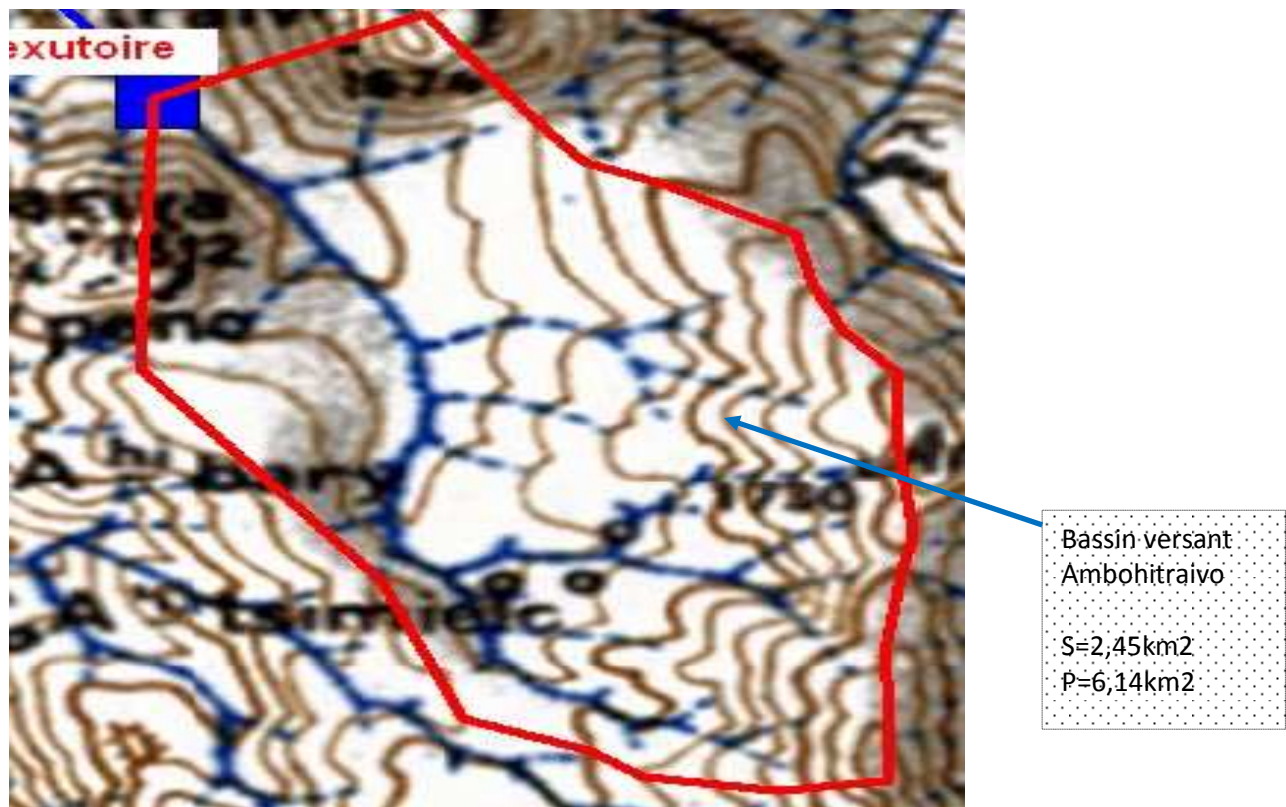
Le bassin versant hydrologique, collecteur des eaux de ruissellement qui aboutissent à un exutoire principal est limité par une ligne de crête qui le sépare à des bassins versants voisins.

III.2.1..La superficie et le périmètre de bassin versant

La superficie du bassin est obtenue en traçant sa limite sur une carte en courbe de niveau en suivant la ligne de crête bordant le bassin. Elle est déterminée à partir des cartes éditées par la FTM (des échelles 1 /100 000 ou autres) et les autres informations sont obtenues par une descente sur terrain.

Pour trouver les valeurs de ces deux paramètres, nous avons utilisées le logiciel MAPINFO par la présence de cartographie numérique à l'échelle 1/100 000. Après lecture, nous avons trouvé les valeurs suivantes :

BASSIN VERSANT	SUPERFICIE (Km ²)	PERIMETRE(Km)
SOURCE AMBOHITRAIVO	2,45	6,14



CARTE.3. CARTE LOCALISATION DU BASSIN VERSANT

III.2.2. La forme du bassin versant

L'indice de compacité de GRAVELIUS, noté K, nous permet de caractériser la forme du BV et de comparer les bassins versants entre eux.

L'indice de compacité de GRAVELIUS est le rapport du Périmètre du BV avec celui d'un cercle de même superficie que ce BV.

Il se déduit par l'expression suivante:

$$K = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

K : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;

P : périmètre du bassin versant, en [Km] ;

S : superficie du bassin versant, en [Km²].

Le coefficient de GRAVELIUS caractérise le bassin versant s'il est « ramassée » ou bien « allongée ».

- Si K » 1 : Le BV est de forme allongée,
- Si K = 1 : Le BV est de forme ramassée.

III.2.3. Le rectangle équivalent

Le principe est de considérer que l'écoulement sur un bassin donné est approximativement le même que sur un rectangle de même périmètre et de même superficie.

Par définition, le rectangle équivalent à un bassin versant donné est la transformation géométrique de ce bassin en un rectangle de même périmètre et de même superficie. La longueur L et la largeur l de ce rectangle sont déterminées par les expressions ci-après (Selon M.ROCHE):

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1.12} \left(1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K}\right)^2}\right) \quad l = \frac{P}{2} - L$$

L : la longueur du rectangle équivalent ;

l : La largeur du rectangle équivalent

K : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;

S : superficie du bassin versant, en [Km²].

TABLEAU N°15. CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT DE LA SOURCE

BV	Superficie (km ²)	Périmètre (km)	K	Longueur Equivalent (km)	largeur Equivalent (km)
Ambohitraivo	3,45	6,14	1.06	2,26	1.26
Ampetsapetsa	1,81	2.12	1,18	2,10	0,86

BV	Indice K	Forme
Ambohitraivo	1,06	Ramassée
Ampetsapatsa	1,18	Allongée

II.2.3.1. La pente du bassin versant

Connaissant l'altitude minimale et l'altitude maximale du bassin versant, on peut déterminer la pente moyenne du bassin versant par la formule ci après :

$$I = 0,95((Z_{max} - Z_{min})/L$$

Avec

I : pente moyenne du bassin versant, en [m/Km]

Z_{max} : l'altitude maximale du bassin versant, en [m]

Z_{min} l'altitude minimale du bassin versant au droit de l'exutoire, en [m]

L : la longueur du rectangle équivalent, en [Km]

II.2.3.2. Indice de pente

L'indice de pente noté I_p est défini par M. ROCHE par l'expression :

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{(d_i - d_{i-1}) \cdot S_i}$$

La relation existante entre les indices de pente I_p et I est exprimée par :

$$I = 1250 I_p^2 \quad \text{alors} \quad I_p = (I / 1250)^{1/2}$$

Où d_i et d_{i-1} : côtés respectives de deux courbes de niveau voisines ;

S_i : proportion de la surface totale comprise entre ces deux courbes ; i

L : longueur du rectangle équivalent ;

I_p : indice de pente ;

III.2.4. Le temps de concentration :

C'est la durée maximum mise par l'eau de pluie pour ruisseler de la partie la plus éloignée du bassin versant jusqu'à l'exutoire. Ou bien, c'est le temps mis par une goutte d'eau pour atteindre le point hydrologique le plus éloigné du BV.

Les différentes méthodes permettant de calculer le temps de concentration t_c sont :

Formule de Turazzi Passini :

$$t_c = 0,108 \frac{\sqrt[3]{S \cdot L}}{\sqrt{I}}$$

Avec : t_c en [h] ; S en [Km^2], L en [Km] et I en [m/m]

Formule de VENTURA :

$$t_c = 0,1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

Avec t_c en [h] ; S en [Km^2] et I en [m/m]

Formule de BCEOM :

$$t_c = 0,0663 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0,77}$$

Avec t_c en [mn] ; L est exprimée en [m] ; I en [m/m]

BV	Zmax (m)	Zmin (m)	Zmoy (m)	L(Km)	I(m/Km)	Indice de pente	Temps, de concentration (min)		
Ambohitraivo	1455	1380	1420	2,26	83	0,26	PASSINI	VENTURA	BCEOM
							34	40	51

La moyenne des valeurs obtenues à l'aide de ces trois formules donne un temps de concentration égal à 42 mn.

- La source dans le bassin versant Ampetsapetsa est déjà utilisée pour l'AEP d' Ambohimena et de Moratsiazo ;
- La source dans le bassin versant Ampetsapetsa Tevana est utilisée déjà par la population pour l'irrigation
- La source dans le bassin versant Ilempona (Ampefy) : le débit de cette source est très faible surtout en période d'étiage du mois d'août à novembre donc elle ne peut être retenue comme solution

III.2.5 Estimation des apports

Pour déterminer les apports annuels de différentes fréquences, on applique les deux (02) méthodes suivantes :

- Méthode de la station de référence,
- Méthode du CTGREF

III.2.5.1. Méthode de la station de référence

Une station de référence est une station hydrométrique qui possède une longue série d'observation et qui se trouve la plus proche possible de la zone d'étude. La méthode de station de référence est utilisée lorsque les données pluviométriques d'un bassin versant sont incomplètes.

III.2.5.1.1. Principe de la méthode de station de référence

La méthode de station de référence a pour objectif de déterminer l'apport moyen annuel d'un bassin versant en se référant sur un bassin versant connu.

Elle s'exprime comme suit :

$$QF = qF * S$$

QF en [l/s] : Débit spécifique de fréquence F [l/s/Km²]

S : Surface du bassin versant [Km²]

q_F est donnée par la formule ci après :

$$q_F = Q_{SRF} / S_{SR}$$

Sa valeur peut être lue directement dans la monographie hydrologique « Fleuves et rivières de Madagascar ».

QSRF : apport annuel de la station de référence, de fréquence F en [l/s]

SSR : Surface du bassin versant de la station de référence en [Km²]

La superficie du BV autour des sources à Ambohitraivo est de $S = 3,45 \text{ km}^2$

Apports annuels de différentes fréquences, station de référence. $Q_F = q_F \cdot S$ pour la station de référence Soavinandriana $S = 3.65 \text{ km}^2$

TABEAU N°16. APPORTS ANNUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, STATION DE REFERENCE

BV Ampefy	Années sèches			Médiane	Années Humides		
Fréquences	20	10	5	2	5	10	20
$q_F (\text{l/s/km}^2)$	35,4	36,6	40,5	38,6	40,4	42,7	44,7
$Q_F (\text{l/s})$	129,2	133,6	147,83	140,89	147,46	155,85	163,15
$Q_F (\text{m}^3/\text{j})$	11164	11543	12773	12173	12741	13465	14097
$Q_F (\text{m}^3/\text{an})$	4074860	4213195	4662145	4443145	4650465	4914725	5145405

Pour la source Ambohitarivo $S = 3,45 \text{ km}^2$

BV Ambohitraivo	Années sèches			Médiane	Années Humides		
Fréquences	20	10	5	2	5	10	20
$q_F (\text{l/s/km}^2)$	35,4	36,6	40,5	38,6	40,4	42,7	44,7
$Q_F (\text{l/s})$	79,65	82,35	91,12	86,85	90,90	96,07	100,57
$Q_F (\text{m}^3/\text{j})$	6881,76	7115,0	7872,8	7503,8	7853,76	8300,5	8689,25
$Q_F (\text{m}^3/\text{an})$	2511842	2596989	2873572	2738887	2866622,4	3029682	3171485

TABEAU N°17. POUR LA SUPERFICIE AMBOHITRAIVO ET SOAVINANDRIANA $S = 3.65 + 3,45 = 7,10 \text{ km}^2$

Assemblage de BV	Années sèches			Médiane	Années Humides		
Fréquences	20	10	5	2	5	10	20
q _F (l/s/km ²)	35,0	37	41	39	40	43	45
Q _F (l/s)	206,5	218,3	241,9	230,10	236	253,7	265,50
Q _F (m ³ /j)	17841,6	18861,12	20900,2	19880,6	20390,4	21919,7	22939,20
Q _F (m ³ /an)	6512184	6884308	7628573	7256419	7136640	8000690,5	8372808

III.2.5.1.2. Apports mensuels de différentes fréquences

La répartition mensuelle s'obtient en appliquant les coefficients de répartition mensuelle à l'apport annuel de différentes fréquences, soit :

$$Q_{mi} = \frac{12 * R_{ji} * Q_F}{100}$$

Q_{mi} : Apport mensuel du mois i en [l/s]

Q_F : Apport annuel en [l/s]

R_{ji} : Coefficient de répartition mensuelle

TABLEAU N°18. COEFFICIENTS DE REPARTITION MENSUELLE ET APPORTS MENSUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, STATION DE REFERENCE.

	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Nov.	Dec.
R1	16.9	16.4	17.0	9.7	5.7	4.1	3.7	3.4	2.6	2.4	4.8	12.8
R2	17.9	18.1	20.5	8.75	4.8	3.7	3.05	2.65	2.05	2.0	4.4	11.6
R3	13.4	14.8	15.7	9.9	6.9	5.7	5.8	6.0	4.4	3.6	4.5	9.3
R4	23.7	18.9	17.1	6.6	3.7	2.7	2.3	1.95	1.53	1.5	3.2	15.7

R1 = Hautes terres centrales

R2 = Grands bassins sortie Nord-Ouest des Hautes terres

R3 = Bordure orientale des hautes terres

R4 = Bassin du centre Sud, Centre Ouest et petits bassins de la bordure occidentale des hautes terres

Source : Etude hydrologique des PPI de la première tranche (Aldegheri, 1986)

TABLEAU N°19. APPORTS MENSUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, STATION DE REFERENCE.

	STANTION DE REFERENCE	ANNEE SECHE		MEDIANE	ANNEE SECHE	
	APPORT MOYENNE QF en l/s	35	41	39	40	43
MOIS		T=10ans	T=5ans	T=2ans	T=5ans	T=10ans
janvier	43,4	1519	1779,4	1692,6	1736	1866,2
février	44,8	1568	1836,8	1747,2	1792	1926,4
mars	43,7	1529,5	1791,7	1704,3	1748	1879,1
avril	42,9	1501,5	1758,9	1673,1	1716	1844,7
mai	41,9	1466,5	1717,9	1634,1	1676	1801,7
juin	41,7	1459,5	1709,7	1626,3	1668	1793,1
juillet	40,8	1428	1672,8	1591,2	1632	1754,4
août	40	1400	1640	1560	1600	1720
septembre	40,4	1414	1656,4	1575,6	1616	1737,2
octobre	43,6	1526	1787,6	1700,4	1744	1874,8
novembre	44,5	1557,5	1824,5	1735,5	1780	1913,5
décembre	44,6	1561	1828,6	1739,4	1784	1917,8
SOMME		17930,5	21004,3	19979,7	20492	22028,9
	Q/12	1494,2	1750,4	1665,0	1707,7	1835,7

D'après le tableau ci-dessus, nous pouvons constater que, pour toute fréquence, l'apport est minime pendant le mois d'Août. C'est le mois pendant lequel l'étiage est atteint.

III.2.5.2.Méthode de CTGREFF

La méthode du CTGREFF est une méthode empirique. Dans cette méthode les variables explicatives du module annuel sont : la superficie, la pluviométrie moyenne et l'altitude moyenne du bassin versant. L'apport annuel de fréquence F est donné par la formule suivante :

$$Q_F = \frac{S}{31,5} * \left(\frac{P_F}{B}\right)^{5/3} * \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}$$

Où Q_F : Débit annuel de fréquence F en [l/s]

P_F : Pluviométrie moyenne interannuelle de fréquence F, en [mm]

S : Surface du bassin versant de la zone d'études, en [Km²]

B : Coefficient régional

Z_m : Altitude moyenne du bassin Versant considéré en [m]

On calculera par la suite pour une fréquence quinquennale les valeurs de Q_F avec :

$$Z_m = \frac{Z_{max} - Z_{min}}{2}$$

P = 1800 mm ; S = 3,45 km² ; Z_m = 1420 m ; B = 46 (Station Soavinandriana)

III.2.5.2.1. Apports annuels des différentes fréquences

En années sèches :

- Apport annuel de fréquence 10 ans $Q_{0,1} = 72$ [l/s]
- Apport annuel de fréquence 5 ans $Q_{0,2} = 37$ [l/s]
- Apport annuel de fréquence 2 ans (médiane) $Q_{0,5} = 78$ [l/s]

En années humides :

- Apport annuel de fréquence 5 ans $Q_{0,8} = 172$ [l/s]
- Apport annuel de fréquence 10 ans $Q_{0,9} = 242$ [l/s]

TABLEAU N°20. APPORTS ANNUELS DE DIFFERENTES FREQUENCES, CTGREF

	Années sèches		Années Humides	
Fréquences	10	5	5	10
P_F (mm)	1712	1142	2888	3558
Apports (l/s)	72	77	172	243

	STANTION DE REFERANCE	ANNEE SECHE		MEDIANE	ANNEE SECHE	
	APPORT MOYENNE QF en l/s	72	37	78	172	243
MOIS		T=10ans	T=5ans	T=2ans	T=5ans	T=10ans
janvier	44,6	3211,2	1650,2	3478,8	7671,2	10837,8
février	43,8	3153,6	1620,6	3416,4	7533,6	10643,4
mars	44,7	3218,4	1653,9	3486,6	7688,4	10862,1
avril	43,5	3132	1609,5	3393	7482	10570,5
mai	42,5	3060	1572,5	3315	7310	10327,5
juin	41,8	3009,6	1546,6	3260,4	7189,6	10157,4
juillet	41,2	2966,4	1524,4	3213,6	7086,4	10011,6
août	40,1	2887,2	1483,7	3127,8	6897,2	9744,3
septembre	39,4	2836,8	1457,8	3073,2	6776,8	9574,2
octobre	41,7	3002,4	1542,9	3252,6	7172,4	10133,1
novembre	42,5	3060	1572,5	3315	7310	10327,5
décembre	43,8	3153,6	1620,6	3416,4	7533,6	10643,4
SOMME		36691,2	18855,2	39748,8	87651,2	123832,8
	Q/12	3057,6	1571,3	3312,4	7304,3	10319,4

La méthode CTGREF nous confirme que l'apport disponible est minimal au mois Septembre de l'année. On peut déduire qu'en ce mois l'étiage maximum est atteint

III.2.5.2.2 Récapitulation des résultats obtenus

TABLEAU N°21. RECAPITULATION DES APPORTS ANNUELS OBTENUS PAR LES DEUX METHODES

Comparaison		Années sèches		Médiane	Années Humides	
Fréquences		10	5	2	5	10
Station de référence	Q [m ³ /an]	6884308	7628573	7256419	8372808	8000690
CTGREF		6220800	6652800	6739200	14860800	20995200
Moyenne		4171517	7140686	6997829	6997809	14497945

PARTIE IV EVALUATION DES APPORTS DE LA NAPPE ET ETUDE DES RESSOURCES EN EAU

PARTIE IV EVALUATION DES APPORTS DE LA NAPPE

IV.EVALUATION DES APPORTS DE LA NAPPE

Le volume d'eau alimentant la nappe est estimé à partir de la quantité d'eau infiltrée à l'intérieur de la zone d'alimentation probable. Cette zone est constituée par la superficie, notée S, du BV au dessus du point d'émergence des sources. Pour faciliter notre calcul, faisons les hypothèses suivantes :

La totalité de la superficie du BV contribue à l'alimentation de la nappe.

Ces sources sont les seuls points d'émergence possibles de l'eau de la nappe. En nous servant de la carte 1/100 000 et du logiciel MAPINFO, nous avons les valeurs suivantes :

TABLEAU N°22.LA SUPERFICIE DE BASSIN VERSANT

BV	S (km ²)
Ambohitraivo	3,45
Ampetsapetsa	1,81

IV.1.ESTIMATION DES QUANTITES D'EAU INFILTREE

Le bilan annuel hydrologique d'un bassin est exprimé d'une façon générale par la formule:

$$P = R + I + E \quad \text{dans laquelle}$$

P : précipitation (mm)

R : ruissellement (mm)

E = évapotranspiration (mm)

I : infiltration (mm)

La précipitation est la pluie moyenne tombée dans le BV.

La quantité d'eau ruisselée se détermine à partir de la hauteur moyenne de pluie tombée dans le BV de superficie A [km²].

Elle est donnée par la formule : $R = C \times P$ où C : est le coefficient de ruissellement dans la zone.

Le coefficient de ruissellement varie en fonction de la pente et de la couverture végétale du BV. L'augmentation de cette dernière entraîne une diminution du ruissellement et une augmentation de l'infiltration.

Le coefficient de ruissellement diminue lorsque la superficie du BV augmente. D'autre part, il varie dans le même sens que la pente du bassin. Un terrain perméable et une couverture végétale dense abaissent considérablement le coefficient de ruissellement.

TABEAU N°23. QUELQUES VALEURS DE COEFFICIENT DE RUISSELLEMENT SELON LA COUVERTURE DE LA ZONE :

Couverture	Coefficient de ruissellement
Zone totalement boisée	0,3
Sapin	0,4
Prairies (« bozaka ») sous bois	0,52
Goudron, ciment	0,9

Source ; Cours d'aménagement hydroagricole. Monsieur RASOLOFONIAINA Jean Donné

Vu la couverture végétale de la zone étudiée formée essentiellement de reboisement et de culture, nous allons estimer le coefficient de ruissellement correspondant égal à 0,52.

P (mm)	Surface Du BV (km ²)	c	R (mm)
1800	3,45	0,52	630

Comme $R = C \times P$ la hauteur d'eau ruisselée est de 630 mm/an pour chaque BV.

Détermination de E

Pour déterminer l'évapotranspiration, nous allons utiliser la formule de THORNTHWAITE qui est la plus utilisée à Madagascar :

$$E = 1,6 * \left(10 * \left[\frac{t}{I_t} \right] \right)^\alpha \text{ En [cm]}$$

Dans laquelle :

t : température moyenne mensuelle [°C]

It : Indice thermique annuel

α : paramètre fonction de l'indice thermique mensuel

La température moyenne mensuelle enregistrée à la station de Soavinandriana est présentée dans ce tableau :

Station : Soavinandriana

Latitude : 19° 03' S

Longitude : 47° 44' E

Altitude : 1450 m

TABLEAU N°24. NORMALES DE TEMPERATURES EN °C

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T _{min}	15,4	15,5	15,0	14,1	12,0	9,5	9,4	9,0	9,9	12,2	14,0	14,9
T _{max}	25,3	25,3	24,7	24,0	23,0	20,1	19,3	20,2	22,5	24,8	25,8	25,7
T _{moy}	19,5	19,4	19,1	18,4	16,4	15	14,3	15,3	17	18,8	19,5	19,5

Source : Direction Générale de la Météorologie Ampandrianomby

Soit i l'indice thermique mensuel :

$$i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1,514} \quad I_t = \sum_1^{12} i \quad \alpha = \frac{1,6}{100} * I_t + 0,5$$

TABLEAU N°25. INDICES THERMIQUES DANS LA ZONE ET EVAPOTRANSPIRATION ANNUELLE.

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	totale
T _{moy}	19,5	19,4	19,1	18,4	16,4	15	14,3	15,3	17	18,8	19,5	19,5	
i	7,85	7,79	7,61	7,19	6,04	5,28	4,91	5,44	6,38	7,43	7,85	7,85	81,60
E(cm)	8,64	7,67	7,83	6,76	5,43	4,39	4,2	4,94	6,04	7,83	8,45	8,91	81,29

Indice thermique annuel	81,60
Paramètre α	1,81
Evapotranspiration annuelle (mm)	813mm

La hauteur d'eau évaporée annuellement E est de 645 mm/an.

La quantité d'eau infiltrée I :

A partir du bilan hydrologique, nous pouvons déduire la valeur de I qui sera égale à :

$$I = P - (R + E) \text{ [mm]}$$

P(mm)	A (km ²)	C	R (mm)	E (mm)	I (mm)
1800	3,45	0,52	630	645	491
	1,81	0,52	630	645	491

IV.2. APPORT ANNUELLE DE LA NAPPE

Connaissant la quantité d'eau infiltrée et la superficie de la zone d'alimentation probable, l'apport annuel de la nappe est donné par la formule $Q = I \times A$ en m^3 / an

Où Q : apport annuel en $[m^3/an]$

I : quantité d'eau infiltrée en $[m/an]$

A : superficie de zone d'alimentation en $[m^2]$

Référence : N.A PLOTNIKOV, *Ressources en eau souterraine, classification et méthode d'évaluation*, Gauthier- Villard et de, Paris, 1962.

TABLEAU N°26. APPORT ANNUELLE DE LA NAPPE, POUR LES DEUX BV

BV	A $[m^2]$	I $[m/an]$	Q $[m^3/an]$
Ambohitraivo	345.10^4	445.10^{-3}	1104750
Ampetsapetsa	181.10^4	491.10^{-3}	888710
Total apport annuel			1993460

Le calcul nous donne le résultat de l'apport annuel total de :

$$Q = 1993460 m^3 / an$$

IV.3.ADEQUATION DE RESSOURCES AUX BESOINS

Le tableau suivant illustre la disponibilité de l'eau dans la zone d'études.

TABLEAU N°27.ADEQUATION RESSOURCES - BESOINS

Besoin en eau en 2030 (m3/an)	Ressource en eau (m3/an)	
	Eau de surface	Eau souterraine
190152	4171517	1993460

On constate que la ressource en eau souterraine est supérieure aux besoins d'alimentation en eau potable de la commune à l'horizon 2020. La ressource en eau de **surface** peut être exploitée pour les besoins d'irrigation et autres.

IV.4..BILAN HYDRIQUE DE LA REGION

A partir des paramètres hydrologiques le bilan hydrique de cette région est excédentaire ce qui justifie que le débit d'étiage ne pourra être dépassé pour ce cas. Mais afin de protéger la ressource en eau, il faut en délimiter le périmètre de protection, zone qui devra être protégée contre la dégradation de l'environnement. La géologie du site justifie le choix de sources au lieu d'eau souterraine.

IV.4.1..PRINCIPE DE L'ADEQUATION

L'adéquation ressource - Besoin fonctionne aussi comme un système du bilan classique. Son analyse s'opère sur la base de données statistiques disponibles et le calcul du besoin en eau.

TABLEAU N°28.DE L'ADEQUATION RESSOURCE – BESOIN

Horizon	2006	2010	2015	2020	2025	2030
Besoin net (m ³ /j)	297.27	342,32	392,87	450,20	495,27	528.20
Source Ambohitraivo (m ³ /j)	3600	3600	3600	3600	3600	3600
Ampetsapetsa (m ³ /j)	72	72	72	72	72	72
Lac Kavita (m ³ /j)	720	720	720	720	720	720

IV.4.2.ADEQUATIONS DES RESSOURCES AUX BESOINS DU SITE DE PROJET

Le besoin en eau est déterminé à partir du nombre d'habitants de chaque horizon et la consommation spécifique journalière. La formule traduisant cette relation est la suivante

$$B_n = C \times N_n$$

Avec : B_n : Besoin en eau à l'horizon n en (m^3/j) ;

C : consommation spécifique ($l/j/hab$)

N_n : nombre d'habitants à l'horizon n .

Comme c'est annoncé dans le chapitre précédent, la majorité de la population est rurale. Il est adopté une consommation spécifique de 35 $l/hab/jour$ (**Sources : documents sur CD de Monsieur RAKOTOARIMANANA**) comme norme appliquée pour la dotation en eau de la zone rurale à Madagascar. En tenant compte des nombres des habitants, on peut distinguer trois périodes distinctes dans la journée traduisant le fait que les 35 $l/j/hab$.

TABLEAU N°29. CONSOMMATION JOURNALIERE

Horizon	2006	2010	2015	2020	2025	2030
Consommation spécifique ($L/hab/j$)	35	35	35	35	35	35
Population	5969	7004	8002	9142	9902	9995
Elèves	2050	2350	2346	2680	3060	3500
Hôtel	7	15	20	25	30	25
Besoin population	208,92	245,13	280,06	319,96	346,58	365,55
Besoin élèves	70	71,89	82,11	93,80	107,10	122,50
Besoin hôtel	4,20	9,00	12,00	15,00	18,00	15,00
Besoin (m^3/j)	283,12	326,02	374,17	428,76	471,68	503,05
Perte 5%	14,16	16,30	18,71	21,44	23,58	25,15
Besoin net (m^3/j)	297,27	342,3	392,87	450,20	495,27	528,20

.RESULTATS

Le besoin en eau de la population à l'horizon 2030 est de $22m^3/h$ tandis que la ressource disponible est de $150 m^3/h$ pour les sources d'Ambohitraivo. L'exploitation des sources situées à Ambohitraivo peut satisfaire le besoin de la population d'Ampefy jusqu'à l'horizon 2030.

IV.5.ETUDE DES RESSOURCES EN EAU

IV.5.1.Inventaire de ressource en eau

La région d'Ampefy possède quatre sources collinaires et émergentes à savoir source Ambohitraivo , Ampetsapetsa ,Ampetsapetsa tevana , Ancienne source captée pour l'AEP

mais certaines sources sont situées en basse altitude. Les trois autres sources sont utilisées par les agriculteurs pour irriguer les bas fonds et les rizières étagées.

Par ailleurs il existe dans la région Ampefy un lac dit Kavita , constitué d'un cratère volcanique de longueur 200m , 150m de largeur et 10m de profondeur. L'exploitation de ce lac n'a pas été envisagée car elle nécessite un gros investissement (station de pompage, unité de traitement physico-chimique et bactériologique)

IV.5.1.1.SOURCE D'AMBOHITRAIVO

◆ETUDE DES CARACTERISTIQUES DE LA SOURCE AMBOHITRAIVO

Le massif d'Ambohitraivo est constitué d'une formation volcanique de très bonne porosité et de perméabilité .Ce massif est formé de deux compartiments, dont la partie supérieure de superficie 2,15km², et la partie inférieure de superficie 1,30km² et qui s'était détaché de la première par glissement en laissant un système de fracture de direction Sud Nord ; celle-ci draine l'eau souterraine provenant de la partie supérieure et s'ouvre au Nord à source Tavana et au Sud à la source Ambohitraivo.

Quant à la source Ambohitraivo, le débit est plus important. De ce fait, il existe à la source des débits solides sous forme de scories qui est entraînées par le courant. Pour garantir la potabilité de l'eau ; aussi faut-il protéger le bassin versant en supprimant les périmètres de culture environnants et en y interdisant la création d'hameaux.



PHOTO N°01 SOURCE SUR LE MONTAIGNE DE MAHAFAKANINA (AMBOHITRAIVO)

IV.6.LES FACTEURS LIES A L'EROSION HYDRIQUE DE CES SOURCES

IV.6.1..INFLUENCE DE LA PEDOLOGIE

La perméabilité de la surface et la capacité de rétention en eau du sol favorisent l'infiltration et donc s'opposent au ruissellement. Le flux d'infiltration dépend de l'état de la surface et du système de porosité, eux-mêmes conditionnés par la compacité, la fissuration

et l'activité biologique du terrain (macrospores, galeries). Sous l'action des pluies, la surface du sol passe d'un état fragmentaire poreux et meuble à un état plus continu et compact. La couche superficielle forme une croûte de battance qui diminue la vitesse d'infiltration donc favorise le ruissellement. L'eau ruisselle alors que le sol n'est pas saturé d'eau en profondeur.

IV.6.2. INFLUENCE DE LA COUVERTURE VEGETALE

La végétation s'oppose au ruissellement et favorise l'infiltration. Les tiges constituent des obstacles à l'écoulement superficiel qui diminue la vitesse des filets d'eau, et les racines augmentent la perméabilité du sol.

Le tableau suivant représente la valeur du ruissellement par rapport à l'infiltration pour différentes couvertures végétales pour une même intensité de pluie

TABEAU N°30. INFLUENCE DE LA COUVERTURE VEGETALE SUR LE RUISELLEMENT

Nature de la couverture végétale	Ruissellement/infiltration
Forêt	2%
Prairies	5%
Culture de blé	25%
Culture de maïs	60%

(Sources cours hydraulique routière 4^{ème} Année):

IV.6.3. INFLUENCE DE LA TOPOGRAPHIE

La valeur de la pente conditionne la vitesse d'écoulement de l'eau de surface ; et favorise des débits importants et la concentration des filets d'eau.

Selon la donnée du FTM on peut classer la région en deux zones principales pour quatre classements de pente

TABEAU N°31. RELATION ENTRE PENTE ET UNITE MORPHOLOGIQUE

Unité morphologique	Classe de pente	Sous unité géomorphologique
Zone basse inférieure à 1000m	0 à 8%	Plaines alluviales
Zone de collines	8 à 15%	Basse collines (1200 à 1300m)
	15 à 20%	Moyennes collines (1300 à 1400m)
	>20%	Hautes collines (sup 1400m)

(Source FTM)

D'après les facteurs cités ci-dessus le sol est composé essentiellement de sol volcanique et sol minéraux brut d'érosion, la précipitation annuelle y atteint les 1800 mm, et sa végétation tend à être médiocre. Donc la possibilité d'érosion est préoccupante dans la majeure partie

IV.7.ETUDE DU PROJET ET ETUDE ECONOMIQUE

IV.7.1.CONCEPTION DU PROJET

Les travaux consistent à réaliser les actions et ouvrages suivants :

- ❖ Un captage des sources naturelles localisées dans la colline d'Ambohitraivo L'ouvrage sera de type prise directe dans la cavité de la source et construit en béton armé avec un périmètre de protection et une aire d'assainissement. Le débit total de l'eau est de l'ordre $150 \text{ m}^3/\text{h}$ à $250 \text{ m}^3/\text{h}$ alors que le débit nécessaire pour le projet sera de $15 \text{ m}^3/\text{h}$ à $22 \text{ m}^3/\text{h}$.
- ❖ un collecteur avec dessableur et chambre de mise en charge
- ❖ un filtre
- ❖ une conduite d'amenée en PEHD ou PVC à joint 90/110 mm
- ❖ un réservoir cylindrique de volume 175 m^3 ;
- ❖ un réseau de distribution
- ❖ 33 bornes fontaines

IV.7.2.EVALUATION DES BESOINS EN EAU

IV.7.2.1.CONSUMMATION SPECIFIQUE JOURNALIERE

La consommation spécifique journalière varie en fonction du mode et l'habitude de la population d'une part et de l'importance de l'agglomération d'autre part. la ville d'Ampefy est classée dans la zone du milieu rurale et dont la consommation moyenne est de 35 l/j/hab. De plus la consommation moyenne d'un hôtel est de 600 l/jour/hôtel.

Le volume d'eau nécessaire à l'alimentation d'une agglomération dépend essentiellement de l'importance et du caractère de la localité à desservir, des besoins municipaux, agricoles et industriels, et des habitudes de la population

L'évaluation se base sur le nombre d'habitants desservis. En principe, on se fixe un horizon de planification de 15 à 20 ans et même jusqu' à 25 ans .L'expérience montre que la consommation d'eau dépasse toujours les prévisions. Ainsi, il convient de réserver et prévoir une quantité d'eau suffisante pour l'avenir.

IV.7.2.2..EVALUATION DES BESOINS EN EAU

En tenant compte des habitudes des habitants, on peut distinguer trois périodes distinctes dans la journée traduisant de fait les 35 l/j/hab.

Un coefficient de consommation sera ainsi affecté à chacune de ces périodes à partir du débit horaire moyen calculé en divisant la consommation journalière par 24heures.

Supposons une adduction à débit uniformément répartie sur 24 heures et soit :

$Q_m = B_m / 24$; C : consommation totale sur 24heures égale à 528,20m³/jour donc $Q_m = 22\text{m}^3/\text{h}$.

La consommation varie en fonction de l'heure de la journée, la nuit, de la semaine, et la saison

Modulation de la distribution en milieu rural:

période	22-5h	5-9	9-11	11-13	13-18	18-22
K coefficient de puisage	0,5	2	1,5	0,5	1,5	0,5

Source : étude d'approvisionnement en eau et assainissement d'Antananarivo, planification nationale, financement : OMS PNUD en 1975

IV.7.2.3.COEFFICIENT DE POINTE SAISONNIER

L'augmentation de la consommation est liée à un flux de population surtout pendant des festivités comme le cas de fête de pâques, pentecôte, fête nationale pour un centre communal, et jour de marché. Donc il faut prévoir un complément de volume nécessaire en augmentant la capacité de transit de l'adduction.

Pour le cadre d'une adduction d'eau gravitaire, il faut prévoir un système de réglage du débit au niveau par exemple de la bêche de mise en charge de départ. La modalité de consommation dans la journée pour le cas du milieu rural est délicate à déterminer mais toujours est-il, compte tenu des précédentes réalisations, on peut la déterminer à partir du débit moyen journalier Q_m qui est égal à

$$Q_m = B_m / 24$$

B_m : besoin net de la population en 2030

Et une répartition de la journée en périodes dont 1 à 7 heures et 2 à 4h, 2 à 2h, 1 à 5h.

Les réseaux seront donc dimensionnés avec un débit moyen demandé majoré du coefficient de pointe journalière k qui prendra compte de ces variations. D'où la consommation de pointe :

$$C1 = k \times C_m \times y \text{ (en litres par jours)}$$

Où y le nombre de population et C_m la consommation moyenne journalière en litres/jours/hab

Le coefficient de point k varie suivant le type d'agglomération. D'où le tableau suivant :

Nombre de population	Coefficient de pointe k
Inférieure à 2000	1.5
2000 à 5000	2
5000 à 10 000	1.9
10 000 à 20 000	1.8
20 000 à 50 000	1.7
Supérieure à 50 000	1.6

(Source cour Hydraulique Urbaine en 4^{ème} Année)

La totalité de la population est de 9995habitants en 20ans, cette valeur se trouve entre 5000 à 10000 habitants pour le milieu rural. Puisque le coefficient de pointe est k donné selon le type d'agglomération de la population est évalué à **$k = 1,9$** .

Ainsi le besoin net en eau est de $528.20 \text{ m}^3/\text{jour}$ Le débit moyen sera de

$$Q_m = 528.20/24 = 22\text{m}^3/\text{h en 2030}$$

• Débit de pointe

Pour un coefficient de pointe $k = 1,9$, on obtient le besoin réel de la population :

$$Q_p = C \times N \times k \text{ où } C : \text{consommation journalière} = 35 \text{ l/hab/j}$$

- N : le nombre d'habitants projeté pour vingt ans = 9995hab.

- k : le coefficient de pointe

$$Q_p = 9995 \times 35 \times 1,9 = \mathbf{699650 \text{ litres}}, \text{ soit } \mathbf{700 \text{ m}^3} ; 699650/86400 = 8.10 \text{ L/s} ;$$

Soit : 8,10 litres/secondes

Ce débit sera le **Débit de pointe** $Q_P = 8,10 \text{ litres/seconde}$, avec lequel le réseau sera dimensionné.

Le **débit de pointe** correspondant au besoin réel de la population, sur une prévision de vingt ans est estimé à **8,10 litres par seconde**.

▫ *Source d'émergence Ambohitraivo* : le débit mesuré en étiage de 42 l/s est également supérieur au besoin 8,10 l/s.

Par conséquent, le captage de sources d'émergence d'Ambohitraivo pourra satisfaire le besoin de la population de la commune pour une prévision sur vingt ans.

IV.7.2.4.PERTES ET FUTES

L'évaluation des pertes et fuites d'eau dans un réseau dépendent de la structure de gestion et de l'état du réseau mis en place. Pour le cas de nouveau système et vue l'existence de structure de gestion suivant la politique sectorielle, les pertes et fuites d'eau à considérer seront de 5% au maximum et ce paramètre sera considéré dans l'évaluation du besoin en eau du projet. De ce fait le besoin en eau total sera la somme de tous les éléments ainsi considérés.

Pour le présent cas les horizons ciblés seront 2010, 2015, 2020 et 2030 et les installations seront conçues pour satisfaire le besoin de la population suivant la demande pour le court terme soit la première année de mise en service 2010 jusqu'à la cinquième année soit 2015; le moyen terme à 2020 ; le long terme de 2025 à 2030. Donc les installations seront conçues pour satisfaire les besoins en eau de 2025 même jusqu'en 2030, ce qui correspond à la durée de vie des canalisations en PVC et PEHD.

IV.7.3.Description technique de chaque ouvrage

IV.7.3.1.OUVRAGE DE CAPTAGE

Les ouvrages de captage servent à capter l'eau des sources de type d'émergence avant de la diriger vers la conduite d'amenée. Il est nécessaire également de protéger la source contre toute sorte de pollution.

Les résultats des mesures de débit à la source Ambohitraivo permettent d'évaluer les débits d'étiages de la source. Le captage sera de type pris directe par enfonçage d'une conduite en fonte de diamètre 250 mm dans la cavité de la source. Un système de trop plein réglera le débit de captage à 15m³/h à 22m³/h et le débit restant retournera dans la rivière. La prise sera reliée à une bache de mise en charge par une conduite en fonte de diamètre 250 mm d'une longueur de 60 m avec un Tuyau en galva Φ100 4m de longueur servant de reniflard.

L'ouvrage sera protégé par un mur de soutènement contre l'éboulement du talus en rive droite et contre les crues.

L'ouvrage de génie civil comprend :

- un massif en béton dosé à 350 kg de ciment par m³ pour le scellage de la conduite
- un aménagement et élargissement du lit de la rivière pour une fin de protection contre la crue.
- mûr de protection de deux rives (cf. schéma en annexe plan de captage)

IV.7.3.2.COLLECTEUR AVEC DESSABLEUR ET CHAMBRE DE MISE EN CHARGE

Le volume de la bache doit correspondre au volume capté par heure soit 1 m³ avec un temps de concentration de 10 minutes. Elle a pour rôle de mettre en charge la conduite de départ vers le réservoir.

Soit :

- ❖ Débit d'arrivée : 150 à 200 m³/h
- ❖ Débit capté : 22m³/h ;
- ❖ Débit au trop plein : 135 à 285 m³/h
- ❖ Volume : 2m³ avec dessableur

TYPE : SYSTEME DE DECANTEUR

Nombre de compartiments	3
Longueur	4,20m
Largeur	2,40m
Hauteur total	2,40m
Hauteur d'eau	1,50m
Nombre de chicanes	2 de pas : 0,7
Dalle de couverture plate épaisseur	15 cm
Radier épaisseur	20 cm

IV.7.3.3.DIMENSIONNEMENT DU FILTRE

La dimension du filtre peut se calculer avec la formule :

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

Avec : S : surface nécessaire

Q : le débit

V : la vitesse de filtration (en général V=5m/h)

Pour la ville d'AMPEFY de 5969habitants et qui atteindrait donc environs 9995habitants dans 20 ans, avec une dotation en eau de 35l/p/j, le débit nécessaire est 15m³/j à 20m³/j.

D'où : $S = 1,25\text{m}^2$ soit donc un filtre de **1,0m*1,20m**

Le filtre est constitué de :

- Sable filtrant d'une épaisseur de 0,50m à 1 m, avec une taille effective des grains entre 0,8 à 1,2mm
- Une couche de gravillon (taille de grain 5 à 15mm) d'épaisseur 10cm à 20cm ;
- Une dalle en béton poreux qui sert de passage de l'eau filtrée, avec une épaisseur de 10cm ;
- Un bassin de réception d'eau filtrée.

Hauteur d'eau au dessus de sable

Le niveau d'eau au dessus du sable doit compenser la perte de charge à travers les couches filtrantes. Les pertes de charges dépendent de la vitesse de filtration et de la perméabilité relative de chaque matériau. Avec la Loi de Darcy on a :

$$Q = K \cdot i \cdot S$$

Q : débit

K : le coefficient de perméabilité

I : le gradient hydraulique ou Perte de charge par unité de longueur S : la surface filtrante

$$V = K \cdot i$$

$Q = VS$ ou V est la vitesse de filtration

$$i = \frac{dh}{dl} \Rightarrow V = K \frac{dh}{dl} \Rightarrow dh = \frac{V}{K} dl$$

$$H = \frac{V}{K} \int_0^L dl \quad \text{avec } V = 5\text{m/h ou } 1,338 \cdot 10^{-3}\text{m/s}$$

D'où Pour le sable $K_1 = 10^{-2}\text{m/s}$ et $L_1 = 0,5\text{m}$ donc $H_1 = 0,07\text{m}$

Ainsi, la hauteur d'eau au dessus du sable est environs 7cm au minimum et ne devrait pas dépasser 100cm.

IV.7.3.4..Les conduites d'aménés

Le tracé et le parcours de la conduite ont été déterminés à la suite d'une étude sur terrain et d'une levée topographique. On a affaire à une adduction d'eau de type gravitaire suivant le plan du réseau ainsi que le profil en long.

Les paramètres sont :

❖ Le diamètre intérieur de la conduite : 75/90mm

❖ La pression hydraulique ou hydrostatique en tout point Type de conduite : PEHD

La conduite d'adduction d'eau gravitaire de diamètre 76,8/90 mm de pression 10 à 12 bars qui amènera l'eau jusqu'au réservoir à l'entrée du Fokontany, sera protégée au niveau des passages difficiles et munie de dispositifs de vidange aux 2 points bas, et de ventouses aux points hauts .

IV.7.3.5..DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE DISTRIBUTION

Le type de réseau de distribution sera du type ramifié et tiendra compte de la topographie du terrain. Les tuyaux utilisés seront du types PEHD DN 6, 6 / 90 série 10 bars ainsi que du Galva DN 100 avec les accessoires nécessaires à un tel réseau.

Le dimensionnement du réseau consiste à déterminer le diamètre de la conduite à installer pour assurer la distribution de l'eau à chaque destination. Par ailleurs la vitesse moyenne de l'eau dans la conduite doit être comprise entre 0,4m/s à 1,7m/s. Si cette vitesse est trop faible, il ya une formation de dépôt dans les conduites qu'il est parfois difficile à évacuer, par contre si elle est trop élevée, elle risque de provoquer l'usure prématurée de la conduite et de créer des pertes de charges dues au frottement trop importantes. Une fois que le diamètre est choisi pour chaque tronçon, nous établirons le tableau de calcul de pression (cf. annexes tableau de calcul des pertes de charges page 140) en tout point de réseau. La pression en tout point du réseau ne descend pas dans la mesure du possible en dessous de 4m (0,4 bars).

IV.7.3.6.CALCUL DE PERTE DE CHARGE

➤ Pour les conduites en PVC (polychlorure de Vinyle) et en PEHD(polyéthylène Haute Densité), on fait le calcul en utilisant la formule de la perte de charge :

$$j=1,896588.10^{-6}.L.Q^2D^{-5}$$

j : La perte de charge linéaire

Ou L : longueur de la conduite [m]

Q : débit dans la conduite

D : diamètre en [m]

V : vitesse en m/s

➤ Pour la conduite galvanisée, on calcule les pertes de charges en utilisant : la formule de Darcy Wersbach :

$$j = \lambda L \frac{1}{D} \cdot \frac{v^3}{2g}$$

C'est la perte de charges dues au frottement contre les parois dans les conduites circulaires.

$$\text{Avec } \lambda = \frac{124,5}{K_M^2} \cdot D^{-\frac{1}{3}}$$

$K_M [m^{1/3} \cdot s^{-1}]$: coefficient de Darcy Weisbach égal 110 pour les tuyaux galvanisés

j : perte de charge dans la conduite de longueur L ;

D : diamètre de la conduite en (m);

g : la pesanteur : $10m/s^2$

$$j = \frac{124,5}{K_M^2} \cdot D^{-\frac{4}{3}} \cdot L \frac{v^2}{2g}$$

Les résultats de calculs seront portés sur le tableau en annexe page 150

IV.7.3.7 PERTES DE CHARGES SINGULIERES

Elles résultent du passage des liquides au point singulier qui sont données par la formule :

$$j_s = K V^2 / 2g$$

k : est un coefficient qui dépend de la nature aux points singuliers. Les pertes de charge sont négligeable si

- Elles sont inférieures à 5% des pertes de charges totales car le calcul de ces dernières n'est précis qu'à 5%.
- Le nombre n des points singuliers présents dans une conduite de longueur L satisfait à la relation $n < L/1000D$, D étant le diamètre de la conduite.

Dans le tableau de calcul de pertes de charge (cf. annexes), le diamètre varie de 32 mm à 76,8mm et suppose que le nombre de points singuliers pour une conduite de longueur L est $n > 2$ ce qui permet dire que les pertes de charges singulières ne sont pas négligeables.

Comme elles ne sont précisés qu'à 5%, nous prendrons $j_s = 5\% j_{\text{total}}$ la perte de charge totale par mètre linéaire et comme $100 j_{\text{total}} = 95J_L + 5j_s$

$$j_s = 5/95 J_L$$

IV.7.3.8.LA CHARGE ET LA PRESSION AU SOL

La charge à considérer est la hauteur piézométrique (HP) en amont et en aval de chaque point considéré. La pression au sol en un point donné est alors la différence entre la charge et la cote au sol de ce point.

Afin d'éviter des bruits désagréables dans les conduites intérieures des abonnés et de désordre (fuite, ...), les pressions ne doivent pas dépasser de **40 m** et doivent strictement être supérieures à **zéro** pour qu'il y ait de l'écoulement.

A partir de la pression au sol en aval, choisi arbitrairement, on obtient :

Ligne de niveau piézométrique en aval (en m)	=	Pression au sol en aval (en m)	+	côte au sol en aval (en m)
Ligne de niveau piézométrique en amont (en m)	=	Ligne de niveau piézométrique en aval (en m)	+	Perte de charge (en m)

IV.7.3.9.calcul des consommations .POUR AMPEFY

TABLEAU N°37 CALCUL DES CONSOMMATIONS

Bénéficiaire	Utilisateurs	Besoin unitaire en 1/j	Besoin en 1/j	Besoin en 1/s Q
Douche publique	1 00 personne par jour	25 par pers.	2500	0.0289
Lavoirs	8 dont 4 postes par lavoir	1200 par poste	1200*32=38400	0.45
Restaurants	7	600 par resto	4200	0.049

Epicerie + BAR	10	200 par épicerie	2000	0.023
Bureau FKT	4	20 par bureau	80	0.000926
Bureau Communal	1	20 par bureau	20	0.000231
Lavage marché (deux fois par semaine)	2500 m² de superficies	2500*2/7 = 714	714	0.00827
C.E.G	600	20 par pers	12000	0.140
E.P.P	300	20 par pers	6000	0.0694
E.P privé	250	20 par pers	5000	0.0578
Maternité (5j d'hospitalisation pour accouchement	30 à 35 accouchements par semaine	40 par pers.	1400	0.0162
Poste et télécommunication	5	20 par pers	100	0.00116
Gendarmerie	20	20 par pers	400	0.00463
marché	1200 par semaine	5 par pers	1200*5/7=837	0.0097

IV.8.RESERVOIR

IV.8.1.Evaluation de la capacité du réservoir

L'évaluation de la capacité du réservoir se base sur une consommation spécifique de 35 l/jour/habitant, le nombre d'habitants projeté et le coefficient de pointe $k = 1,9$.

.CARACTERISTIQUES DU RESERVOIR

Il sera construit un réservoir comme suit :

Les caractéristiques du réservoir sont les suivantes :

- + Forme : circulaire semi enterré Hauteur utile : 4,50m
- + Hauteur total : 5,05m
- + Diamètre : 7,05m
- + Epaisseur parois : 0,15m
- + Epaisseur de la fondation : 0,20m
- + Epaisseur coupole : 0,10m

Équipements hydrauliques

- En tuyau galvanisé entrée en galva $\Phi 90/110\text{mm}$: 6m
- sortie $\Phi 125\text{mm}$: 12
- à rentrée DN90mm : 02
- Sortie réservoir DN 125mm : 02
- Échelle métallique : 01 point d'eau collectifs.

IV.8.2.Dimensionnement du réservoir

HYPOTHESE DE CALCUL

On prend les valeurs suivantes :

- + poids volumique du béton $\gamma_b = 2,5 \text{ T/m}^3$
- + poids volumique de l'eau $\gamma_e = 1 \text{ T/m}^3$
- + contrainte admissible du béton $\sigma = 80 \text{ T/cm}^2$
- + contrainte admissible du sol $\sigma = 10 \text{ T/m}^2$

Le réservoir est fait pour assurer aux heures de pointe le débit maximum demandé. Il garantit la régularité de la pression dans le réseau et assure la distribution permanente qui est nécessaire au point de vue sécurité .Sa place doit être au point le plus haut du réseau pour qu'il puisse dominer toute la ville.

IV.8.2.1.le volume du réservoir

Nombre de population après 20ans :

$$N = 5969 (1.027)^{20} = 9995 \text{ habitants}$$

Besoins journaliers :

$$Q = 9995 * 35 \text{ l / j} = 349840 \text{ l / j} = 349,84 \text{ m}^3 / \text{j}$$

Le débit horaire pour une consommation journalière de 24 heures :

$$a = C / 24 = 349.84 / 24 = 14,58 \text{ m}^3 / \text{h}$$

$$\text{Volume de réservoir } V = 12 \text{ heures} \times 14.58 = 174.86 \text{ m}^3$$

Ainsi, le réservoir doit avoir le volume de

$$\underline{\underline{V = 175 \text{ m}^3}}$$

IV.8.2.2.diamètre et hauteur du réservoir

Si Q est le débit que l'assemble du réseau à besoin et

Avec D : le diamètre du réservoir

H : sa hauteur

D'après la formule de
$$D = \frac{\sqrt{4V}}{\sqrt{\pi H}}$$

Et en fixant D , on peut avoir la valeur de H .

Le volume a pour formule :

$$V = \frac{\pi D^2 H}{4}$$

Avec

D : Le diamètre du réservoir après le tâtonnement on a :

H : sa hauteur

En fixant $H = 5,05\text{m}$, on obtient le diamètre

$$D = 7,05\text{m}.$$

En arrondissant et pour avoir un peu de marge de sécurité, on a les caractéristiques du réservoir :

$$V = 175\text{m}^3$$

$$D = 7,05\text{m}$$

$$H = 5.05\text{m}$$

IV.8.2.3..Dimensionnement

Pour des raisons de mise en œuvre du béton armé prenons : $E = 15 \text{ cm}$ pour l'épaisseur de la paroi et de la base, $e = 10 \text{ cm}$ pour celui de la coupole.

IV.8.2.3.1. Pour la base **$e_b = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$:**

Soient

 S_b : la surface de la base V_b : le volume de la base P_b : le poids de la base $\gamma_b = 2,5 \text{ t/m}^3$: le poids volumique du béton armé

$$S_b = \frac{\pi(D + 2e_b)^2}{4} = 3,14/4(7.05 + 2(0.15))^2 = 42,41 \text{ m}^2$$

$$P_b = V_b * \gamma_b$$

$$V_b = S_b * e_b$$

$$S_b = 42.41 \text{ m}^2$$

$$P_b = 6.36 * 2.5 = 15.90 \text{ T}$$

$$V_b = 42.41 * 0.15 = 6.36 \text{ m}^3$$

Ainsi, on peut avoir

$$V_b = 6.36 \text{ m}^3$$

$$P_b = 15.90 \text{ T}$$

IV.8.2.3.2. Pour la coupole **$e_c = 10 \text{ cm} = 0,1 \text{ m}$**

Soient

 S_c : la surface de la coupole V_c : le volume de la coupole P_c : le poids de la coupole F : la flèche de la coupole fixée égal à 1m R_s : le rayon sphérique déterminant la courbure de la coupole R : le rayon du réservoir

On a les formules :

$$R_s = \frac{R^2 + F^2}{2F} ; R = \frac{D}{2} = 7.05/2 = 3.525 \text{ m}$$

$$F = 0.5 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{3.525^2}{2 * 0.5} + \frac{0.5^2}{2 * 0.5} = 12.67 \text{ m}$$

$$Sc = 2\pi R_s \cdot F$$

$$Vc = Sc \cdot ec$$

$$Pc = Vc \cdot \gamma_b$$

Ainsi, on obtient :

$$Rs = 12,67m$$

$$Sc = 39,78 m^2$$

$$Vc = 3,98 m^3$$

$$Pc = 9,95 T$$

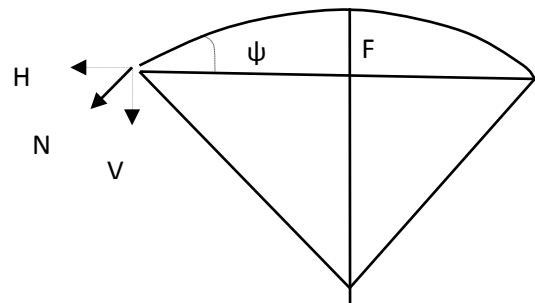
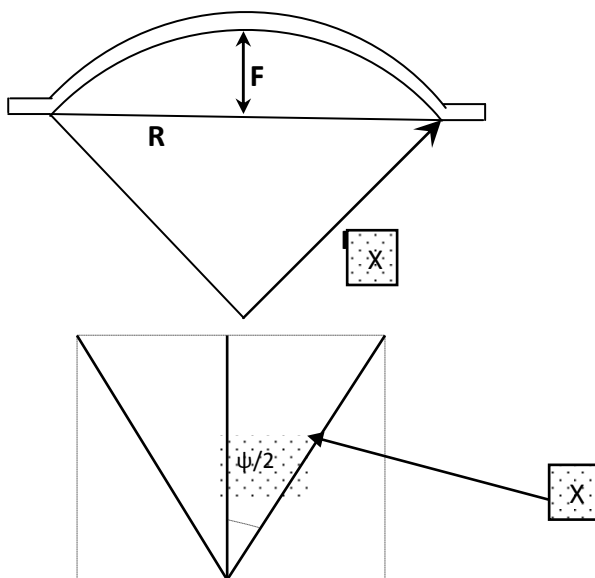
F : flèche de la coupole F = 0.50

Calcul de la flèche maximal

$$\varphi/2 = 3,525 / 4,50 = \text{Arc tg } (3,525 / 5,05) = 31,30^\circ ; \quad \varphi = 60^\circ$$

$$X = \sqrt{(5,05)^2 + (4,5)^2} = 6 m$$

$$F + X \cos \varphi/2 = E ; \quad F = X (1 - \cos \varphi/2) = 0,5 m = 50cm$$



R_s : rayon sphérique déterminant la courbure de la coupole

IV.8.2.3.3. Pour la paroi

$e_p = 15 \text{ cm} = 0,15 \text{ m}$ Soient :

S_p : la surface de la paroi

V_p : le volume de la paroi

P_p : le poids de la paroi

$$S = 2\pi \cdot R \cdot H$$

Et on obtient :

$$S_p = 2\pi R \cdot F = 2 \cdot 3.14 \cdot 3.525 \cdot 5.5 = 121,75 \text{ m}^2$$

$$V_p = S_p \cdot e_p = 18,86 \text{ m}^3$$

$$P_p = V_p \cdot \gamma_p = 47,150 \text{ m}^3$$

$$S_p = 121,75 \text{ m}^2$$

$$V_p = 18,86 \text{ m}^3$$

$$P_p = 47,15 \text{ T}$$

Ainsi,

- **Le poids du béton** : $P_B = \text{poids paroi} + \text{poids coupole}$
 $= 47,15 + 9,95 = 57,10 \text{ T}$

$$P_B = 57,10 \text{ T}$$

- **Le poids total du réservoir** est obtenu en sommant les poids de la base, de la paroi et de la coupole ; et on obtient :

$$P_R = P_b + P_p + P_c = 15.90 + 9.95 + 47.15 = 73 \text{ T}$$

$$P_R = 73 \text{ T}$$

IV.8.2.3.4. Vérification des contraintes

Pour que les dimensionnements pris soient bons il faut que la contrainte du sol doive être inférieure ou égale à la contrainte admissible de sol pour que le sol de fondation puisse supporter le réservoir plein. Elle est obtenue par la formule : inférieure à la contrainte admissible au sol ($\sigma = 10 \text{ T/m}^2$)

$$\sigma = \frac{P}{S}$$

P_T : charges permanentes ; P_e : charges variables ; S = surface où les charges sont appliquées

$$\text{Ainsi : } P = P_T + 1.5 P_e = 442.84 + 1,5 \cdot (349,84) = 967.6$$

$$S = S_b + S_c + S_p = 42, 41 + 39,78 + 121,75 = 203,94 \text{ m}^2$$

$$\sigma = 4,74 \text{ T/m}^2$$

Elle est bien inférieure à la contrainte admissible de sol qui est de 10 T/m^2

IV.8.2.4. LES FERRAILLAGES DU RESERVOIR

Nous nous référons à la table de correspondance des poids, des sections et de périmètres nominaux des barres d'acier pour le choix des armatures du réservoir.

RESERVOIR CIRCULAIRE (Ampefy)			
DIMENSION			
Volume			
$V = \frac{\pi D^2}{4} H$	$\text{J/(m}^3\text{)}$	175	R(m)
	D(m)	7,05	H(m)
	H(m)	5,05	
			7,05
			5,05
HYPOTHESE DE CALCUL			
Poids spécifique du béton	$\rho_{\text{béton}}$	2500	kg/m3
Poids spécifique de l'eau	ρ_{eau}	1000	kg/m3
Contrainte admissible du sol	$\sigma_{\text{adm sol}}$	10	kg/cm2
COUPOLE DE COUVERTURE			
Caractéristique de la coupole de couverture			
Rayon sphérique	$R_s = (R^2 + F^2) / 2F$	12,68	m
Surface de la coupole	$S_c = 2 \cdot 3,14 \cdot R_s \cdot F$	39,80	m2
Volume de la coupole	$V_c = 2 \cdot 3,14 \cdot R_s \cdot F \cdot e$	3,98	m3
Charge par mètre carré (coupole)			
Poids propre de la coupole ($e \cdot \rho_b$)		250,00	kg/m2
Enduit		40,00	kg/m2
Surcharge (y compris majoration 20%)		200,00	kg/m2
p = charge par mètre carré		490,00	kg/m2
P = poids total coupole ($2 \cdot 3,14 \cdot R_s \cdot F \cdot p$)		19 502,72	kg
P1 = Charge par mètre linéaire $= ((R^2 + F^2)p) / 2R$		881,00	kg/m
Q1 = poussé par mètre linéaire $= [P1(R^2 - F^2)] / (2 \cdot R \cdot F)$		3 043,05	kg/m
N1 = effort normal par mètre linéaire		3 168,01	kg/m
σ'_b = contrainte dans le béton $= N1 / (100 \cdot e \cdot 100)$		3,17	kg/cm2
τ_b = contrainte de cisaillement dans le béton $= P1 / (100 \cdot e \cdot 100)$		0,88	kg/cm2
FERRAILLAGE			
COUPOLE			
En générale			
e = épaisseur de la coupole		10	cm
A = armature suivant le méridien par mètre de parallèle coupole fortement chargées = 0,6 e ici e en cm ; A en cm2			cm2
A = armature suivant le méridien par mètre de parallèle = 0,3 e par mètre de ceinture		5 Φ 8 = 2,51	cm2

		par mètre			
A' =armature suivant les parallèles = entre 1/2 et 1/3 de A					
par mètre de développement		1,26	cm2		
		5 Φ 6 =1,41	cm2		
<u>CEINTURE SUPERIEURE</u>					
Δ =poids volumique de l'eau en tenant compte de la majoration de 20% =		1 200,00	kg/m3		
h_{eau} =hauteur d'eau sur la ceinture =		0,20	m		
Q2 = poussée due à l'eau =Δ * (h _{eau}) ² /2		24,00	kg/m		
Q1+Q2 = poussée totale sur la ceinture supérieur par mètre linéaire =		3 067,05	kg/m		
F = Effort de traction = (Q1+Q2)*R		10 811,34	kg		
k = 0,5*106 =pour fissuration très préjudiciable					
 σ_b =contrainte admissible du béton à la traction		6,20	kg/cm2		
 σ_a =contrainte admissible de l'acier		1 220,00			
 A = section d'armature de la ceinture supérieure					
=F/σ_a		8,86	cm2		
		8 fi 12 =9,04	cm2		
A' =cadre fi 6 ; 6 par mètre.		cadre Φ 6	cm2		
<u>PAROI CUVE CYLINDRIQUE</u>					
ecu = épaisseur de la cuve =(H*D)/4 ; Hen mètre, D en mètre, e en cm		0,15	m		
Nous calculerons le cuve par tranche de1m de hauteur.					
h_m =hauteur ou profondeur moyenne de la tranche		voir tableau	m		
Pr =Δ*h _m =préssion moyenne dans chaque tranche		voir tableau	kg/m2		
F =Pr*R = Force pour une tranche de 1m.		voir tableau	3,53		
R = rayon de la cuve =		3,53	m		
τ = taux de travail des aciers ou contrainte admissible		1000,00	kg/cm2		
A =section d'armature (cerce) par tranche=F/τ					
Tranche	h_m [m]	Pr[kg/m2]	F=Pr *R[kg]	A(cm2)	section réelle [cm2]
I	0,5	600	2115	2,115	2Φ 12 =2,26
II	1,5	1800	6345	6,345	6Φ 12 =6.79
III	2,5	3000	10575	10,575	10Φ 12= 11,31
IV	3,5	4200	14805	14,805	8 Φ16 = 16.08
V	4,5	5400	19035	19,035	10 Φ 16 = 20,17
A' = armature de répartition par mètre = 1/3 à 1/2 A			10,08		9 Φ 12

	9 Ø 12 =10,18	cm2	=10,18
<u>CEINTURE INFERIEURE</u>			
<u>Coupole de couverture:</u>			
p=charge par mètre carré	490,00		
P=poids total coupole (2*3,14*Rs*F*p)	19 502,72	kg/m2	
<u>ceinture supérieure :</u>			
Rext cs=rayon extérieur ceinture supérieure =	4,36		
Rint cs =R= rayon intérieur ceinture supérieure=	3,53	m	
hcs=hauteur ceinture supérieure =	0,40	m	
ρ =poids volumique du béton =	2 500,00	m	
Pcs=poids ceinture supérieure=3,14*(R_{extcs}²-R_{intcs}²)*hcs*ρ =	20 673,68	kg/m3	
<u>Cuve:</u>			
R = rayon du cuve =	3,53		
ecu = épaisseur du cuve =	0,15	m	
hcu = hauteur du cuve =	5,05	m	
Pcu = poids du cuve =2*3,14*(R+(ecu/2))*hcu*ecu*ρ=	42 813,90	m	
penduit=poids de l'enduit par m2=	40,00	kg	
P_{ecu} = poids enduit cuve =2*3,14*R*hcu*penduit =	4 471,67	kg/m2	
<u>Ceinture inferieur :</u>			
Rextci=rayon extérieur ceinture inférieur =	3,52		
Rint ci=R=rayon intérieur ceinture inferieur =	3,22	m	
h ci = hauteur ceinture inférieure=	0,50	m	
h' ci =hauteur surlargeur ceinture inférieure =	0,27	m	
l ci = largeur ceinture inférieure =	0,30	m	
R'int ci=rayon intérieur sur surlargeur ceinture inférieure=	3,12	m	
Pci = poids ceinture inférieure=		m	
[(3,14*(Rextci²-Rint ci²)*hci)+(3,14*(Rint ci²-R'int ci²)*h' ci)]*ρ =	9 280,11		
Ptot= poids total sur la ceinture inférieure			
=P+Pcs+Pcu+Pecu+Pci =	96 742,09	kg	
Dci =diamètre de la ceinture inférieure =(2Rint ci+(l ci))=	6,74	kg	
α =angle de la partie tronconique avec l'horizontal=	45,00		
tg α =	1,00	dégrés	
P'1= charge verticale par mètre linéaire =Ptot/3,14*Dci=	4 571,15		
Q'1= poussée totale par mètre linéaire=(P'1/tg α)+D*hci*hcu =	7 601,15	kg/m	
F=force de traction =Q'1*R=	26 794,07	kg/m	
σ a =contrainte admissible de l'acier=	1 220,00	kg	
A ci =section d'armature du cerce = F/σ a =	21,96	kg/cm2	
	2x6Ø16+2Ø8		
	=25,12	cm2	
		cm2	

IV.8.2.5. Les Bornes Fontaines

Comme porté sur le plan du réseau de distribution, les bornes fontaines se répartissent dans les quartiers et les hameaux suivants :

- ❖ Ampefy : 22 bornes fontaines (BF)
- ❖ Faliarivo : 04 BF
- ❖ Sahapetraka : 01 BF
- ❖ Antanimarina : 02 BF
- ❖ Atalatavaovao : 04 BF

NOMBRE TOTAL: 33

IV.8.2.5.1. Les caractéristiques du Borne Fontaine

- + Hauteur : 0,70m
- + Socle : 0,7m x 0,70m
- + Il existe un dispositif d'évacuation des eaux usées
- + Clôture en brique et en planche dimension 3m x 3m x 0,70m et fondation 0,20m

.EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES

- ✓ Tuyau évacuation en PVC DN63 : 06m
- ✓ Tuyau en PEHD 25/27 : 03m
- ✓ Vanne d'arrêt en laiton Φ 20 x 27

IV.9. ETUDE ECONOMIQUE DU PROJET

IV.9.1. OBJECTIF

L'étude de recouvrement des coûts a pour objectif de collecter le frais d'eau raisonnable de la part de la population bénéficiaire afin de pouvoir assurer les actions ci-après.

- Réhabilitation du système d'AEP (Adduction d'Eau Potable)
- Réhabilitation de l'AEP pour les régions qui en sont encore dépourvues.
- Mise en place des nouvelles installations d'AEP à partir du financement obtenu par la gestion des systèmes existants.
- Entretien et maintenance des AEP existantes.

La politique de recouvrement des coûts dépend essentiellement de la volonté des bénéficiaires de payer le frais d'eau.

L'objectif fondamental de cette politique de recouvrement des coûts est l'autonomie financière du secteur de l'eau.

IV.9.2.PRINCIPE DE TARIFICATION DE L'EAU ET DE CAPACITE DE PAYER L'EAU

Compte tenu de la structure de gestion à mettre en place, l'objectif que l'on doit se fixer en suivant la politique sectorielle dictée par le code de l'eau, est d'assurer :

- un service d'eau performant et continu,
- une situation financière saine et suffisante de la structure de gestion pour faire face à son fonctionnement,
- une possibilité d'extension du service dans l'avenir.

IV.9.3..ETUDES DE LA CAPACITE ET VOLONTE DE PAYER L'EAU

Dans le centre d'Ampefy l'activité socio-économique qui domine la zone est l'agriculture et de ce fait le revenu moyen par ménage est 1 500 000 Ariary par an. Or pour le cas du milieu rural, les infrastructures d'eau seront financées par le Gouvernement et la contribution des bénéficiaires va se limiter aux frais de fonctionnement qui seront évalués par la suite compte tenu de la structure de gestion à mettre en place.

Pour le présent cas, en milieu rural, le mode d'approvisionnement sera par bornes fontaines et ce vu la consommation par capital de 35 l/jour/habitant.

IV.9.4.DIAGNOSTIC DU SYSTEME EXISTANT

La ville d'Ampefy était dotée d'adduction d'eau de type gravitaire à partir d'un captage de source à Sarobaratra qui est actuellement en panne et n'est plus opérationnel à cause de deux problèmes fondamentaux depuis plus de 10 ans :

- tarissement de la source captée qui n'arrive plus à satisfaire la demande de la population
- dégradation totale de toutes les installations du captage jusqu'aux bornes fontaines.

Ces problèmes ont été dus au manque de système de gestion, et à la dégradation de l'environnement quant au tarissement de la source.

IV.9.5.TARIF DE L'EAU

Comme c'est déjà annoncé ci-dessus, l'objectif à atteindre est la pérennisation du système à mettre en place, aussi s'avère t'il nécessaire de constituer un fonds de roulement et de fonctionnement du projet à partir du prix de l'eau et ceci dans le but d'assurer la fourniture des pièces de rechange en vue de son entretien ainsi que pour la motivation des personnes qui en assureront la gestion.

Le prix de l'eau qui sera appliqué sera fixé après la réalisation des travaux et sera arrêté en réunion entre la population et le gestionnaire qui montrera son compte d'exploitation.

IV.9.6.AMORTISSEMENT ANNUEL

Pour le cas de l'adduction gravitaire d'Ampefy, on peut estimer l'amortissement annuel égal à 5% de la valeur total de l'investissement ou coût de projet.

Si on désigne par Q le coût de projet, l'Amortissement annuel est $0.05 * Q$

IV.9.7.DEPENSE DE FONCTIONNEMENT

Les dépenses de fonctionnement de ces ouvrages sont fixées au moment de la formation des comités de gestion qui seront les premiers responsables de l'association pour assurer la viabilité du système. Pour assurer le bon fonctionnement du système, on doit tenir compte d'une somme de 1% de son prix tous les 10 ans pour les entretiens.

IV.9.8.RECETTES ANNUELLES

Pour calculer les recettes annuelles de la population, on doit calculer la valeur annuelle produit par la proximité des bornes fontaines. La population bénéficie en général 20min pour chercher de l'eau, soit une valeur annuelle de 5 jour par personnes et une journée coûte 1000Ar, ainsi on gagne 5000Ar par personne par an.

IV.9.9.DEVIS DES INSTALLATIONS

Après conception de tous les ouvrages nécessaires à la réalisation du projet, un devis estimatif des travaux est établi pour chaque rubrique. Les équipements hydrauliques et les quantités de matériaux de construction relative à chaque ouvrage sont présentés dans le bordereau du devis quantitatif du projet, à savoir captages. Station de traitement, réservoir et toutes autres installations.

Le devis estimatif pour la réalisation du projet d'adduction d'eau potable d'Ampefy est présenté dans le tableau ci-après

TABLEAU N°32.DEVIS

RECAPITULATION	MONTANT (ARIARY)
FRAIS GENERAUX	7500000
OUVRAGE DE CAPTAGE	9501180
DECANTEUR	15377520
FILTRE	2270330
CONDUITE ET ACCESSOIRE DE DISTRIBUTION	144923000
STANTION DE TRAITEMENT	821500
RESERVOIR	59668400

TUYAUTERIE ET ACCESSOIRE	262992600
BORNES FONTAINES	20389710
LAVOIR	899840
COUT DES DIVERSES FOURNITURES	1 500 000
COUT DE LA MAIN D'ŒUVRE (10x 400000)	400 000
COUT DU TRANSPORT (25000x20)	500 000
TOTAL HORS TVA	506972240
TVA 20%	91255003
TOTAL TTC	415717237

IV.9.10.PROPOSITION SUR LE PRIX DE VENTE DE L'EAU

•Le prix de 1m³ d'eau dépend de toute charge d'exploitation :

- Charge fixe
- Charge d'exploitation
- Charge Financière

IV.9.10.1.Charge d'exploitation

Les charges d'exploitation sont aux nombres de deux (02) :

- Les frais d'énergie pour élever de l'eau jusqu'au réservoir mais qu' il n'existe pas ;
- Le frais de traitement n'existe pas aussi

Dans notre cas, la charge d'exploitation est nulle puisqu'il n'y a ni frais de traitement, ni coût d'élévation par pompage.

IV.9.10.2.Charge Fixe

Le frais de renouvellement et d'entretien et entretien des matériels

TABLEAU N°33.DE FRAIS DE RENOUVELLEMENT ET D'ENTRETIEN

FRAIS DE RENOUVELLEMENT ET ENTRETIEN MATERIELS	MONTANT (ariary)	2009	2020	2030
		0,5% MTC	1% MTC	1,25 % MTC
CANALISATION	407915600	2039578	4079156	5098945
		0,25% MTG	0,75 MTG	1% MTG
GENIE CIVIL	86817430	217044	651131	868174
TOTAL		2256622	4730287	5967119
VOLUME D'EAU PRODUIT PAR AN		48249	51780	62374
PRIX DE REVIENT PAR m ³ en ARIARY		46	91	96

IV.9.10.3.Les dépenses de personnel

Les dépenses des personnels dépendent du salaire des personnels de chaque poste. Dans le calcul on considérera une augmentation annuelle de 5%

TABLEAU N°34. DE DEPENSES DU PERSONNEL

	SALAIRE MENSUEL (AR)	2009	2020	2030
FONTAINIER	40000	480000	709178	1404125
MONTANT TOTAL DE 20 FONTAINIER	20	9600000	14183560	28082500
VOLUME D'EAU PRODUITE PAR m3 /an		48249	51780	62374
PRIX DE REVIENT D'UN A LA CHARGE FIXE (ARIARY)		95	143	450

IV.9.10.4. Charge financière

Pour les travaux de mise en place des infrastructures en eau potable d'une commune, on considérera les conditions financières suivantes :

Le taux annuel de remboursement des valeurs initiaux est fixé à 2%

Le coût de projet TTC est de 415 717 237 ariary. Le délai de remboursement sera étalé sur 20 ans avec des annuités constantes.

CALCUL DES ANNUITES

Soient A l'Annuité constante, i (%) le taux d'intérêt pour une durée de 20ans,

$$\sum_{j=1}^{20} A(1+i)^{-j} = A \frac{1 - (1+i)^{-20}}{i} \text{ Avec } i = 2\% \text{ on a } \frac{1 - (1+i)^{-20}}{i} = 16.35 \text{ ar}$$

Ce qui nous donne des annuités annuelles constantes égale à :

$$A = 415\,717\,237 / 16.351 = 25\,426\,131 \text{ ariary}$$

Ce qui nous donne une annuité annuelle constante égale à A= 25426131

LE PRIX DE REVIENT DU 1m3 D'EAU DUE A L'ANNUITE DE 25426131 ariary ARIARY

TABLEAU N°35. DE PRIX DE REVIENT DE 1M3 DE L'EAU

COUT DE PROJET TTC 415717237		2009	2020	2030
ANNUITE	25426131	25426131	25426131	25426131
VOLUME D'EAU PRODUITE PAR m3 /an		48249	51780	62374

PRIX DE REVIENT DÜ A LA CHARGE FINACIERE (ARIARY)				
		526	491	408

IV.9.10.5.Prix de vente finale de l'eau

L'exploitation commerciale de l'AEP pourra être assurée par la commune rurale. Pour assurer les bénéfices annuels ; la commune doit tenir compte les paramètres suivants :

Le recouvrement de toute la charge traitée ci-dessus,

TABLEAU N°36.DE PRIX DE VENTE DE L'EAU

PRIX DE VENTE DU m3 D'EAU SANS BENEFICES	2009	2020	2030
PRIX TOTAL HTVA	621	634	858
T V A 18 %	112	114	155
TAXE COMMUNALE 5%	31	32	43
PRIX TTC /M3	764	780	1056
PRIX TTC / litre	0,76	0,80	1,06
PRIX DE SEAU DE 15 litre (Ariary)	11	12	16

	2009	2020	2030
PRIX DE BENEICE VENTE DE m3 à 5%	38	39	53
PRIX DE VENTE DE M3 AVEC BENEFICE	802	819	1109
PRIX DE VENTE PAR litre	0,80	0,82	1,11
PRIX DE SEAU 15 litre	12	12	17

Alors le seau d 15 litre peut vendre de 12 Ariary en 2010

IV.9.10.6.Calcul de rentabilité interne

Si le taux d'actualisation s'élève ; la valeur actuelle nette VAN de ce projet diminue ; selon une courbe décroissante, qui est fonction du taux d'actualisation suivante :

On appelle taux de rentabilité interne, le taux pour le quel la valeur actuelle i sur le quel il y a équivalence entre :

Le capital investi d'une part et La somme des flux nets de trésorerie d'exploitation y compris la valeur résiduelle de l'investissement

IV.9.10.7. Valeur Actuelle nette

$$VAN = [\Sigma(\text{recette nette actualisé})] - \text{Investissement}$$

$$VAN = \sum_{p=0}^n \frac{Rp - Dp}{(1+i)^p} - I$$

Dp : Dépense d'exploitation de projet de l'année 1 à p

Rp : Recette tiré du projet de l'année p actualisé aux taux i évalué à partir de prix de vent du m3 d'eau et de la consommation annuelle de la ville

I : Dépense d'investissement initial supposé réaliser de l'année 0

i : taux annuelle

.CALCUL DU TAUX DE RENTABILITE INTERNE

On cherche par approximation successive le taux qui annule la valeur actuelle nette ;

Avec TRI, il faut actualiser les flux nets de trésoreries annuelles à un taux supérieur qui pénalisera les flux éloignés pour obtenir les valeurs nettes zéro.

Zp = dépense ou la recette de la p^{ième} année d'exploitation qui croît avec l'année

VAN = 0 on obtient le TRI

TAUX	i ₁	TRI	i ₂
VAN	VAN ₁	0	VAN ₂

$$\frac{TRI - i_2}{-VAN_2} = \frac{i_1 - i_2}{VAN_1 - VAN_2}$$

$$TRI = i_2 - \frac{VAN_2}{VAN_1 - VAN_2} (i_1 - i_2)$$

TABEAU N°37.DE CALCUL DE TRI

Prix du m3 d'eau (AR)	R (AR)	D(AR)	I(AR)	i ₁	VAN ₁	i ₂	VAN ₂	TRI (%)
802	990144000	19500000	4157172 37	0,025	32826140000 (AR)	0.03	318496500 00(AR)	20,10

Le TRI ≥ 15% donc on peut dire que le projet est rentable.

PARTIE V ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

PARTIE V ETUDES D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

V.ETUDES IMPACT ENVIRONNEMENTAL

V.1.RAPPEL DES TERMES DE REFERENCE

L'étude d'impact environnemental est obligatoire pour tout projet d'investissement à entreprendre. Elle est indispensable pour les travaux d'AEP. L'impact est défini comme la dérivation de la situation de base ou fondamentale déjà connue après une modification d'un état. Une telle étude se soucie de l'environnement et du développement durable des être humains, des bénéficiaires.

L'étude d'impact constitue normalement 5 étapes :

- Mise en contexte du projet
- Elaboration des différents impacts
- Evaluation des impacts
- Le plan de gestion environnementale (PGE)
- Mesure d'atténuation

L'étude comprend la description de l'environnement et l'écosystème biologique pouvant être touchés directement ou indirectement par le sous projet

V.2.DESCRPTION DE L'ENVIRONNEMENT PHYSIQUE ET BIOLOGIQUE

Cette étude permet de dégager les points traités avant, durant et après la réalisation des infrastructures pour que les objets mis place nuisent l'environnement au niveau de territoire communal. Ainsi, on est dans l'obligation d'aménager des nouvelles infrastructures afin d'alimenter en eau potable. Alors on doit prendre des mesures pour satisfaire les besoins en eau potable qui devront être un accès au développement durable.

Cette étude consiste en une analyse scientifique des impacts ponctuels prévisibles d'une activité donnée sur l'environnement.

Ce projet a pour but la mise en place de quelques infrastructures qui assurent l'alimentation en eau potable et aussi la lutte contre la pauvreté des paysans.

V.3.DESCRPTION DU MILIEU RECEPTEUR

La zone d'étude se trouve dans la commune rurale Ampefy

La source se situe dans le Fokontany AMBOHITRAIVO, commune rurale AMPARY, District de Soavinandriana.

- A quelques centaines de mètres de l'emplacement du captage, il existe quelques rizières
- La zone est marquée par des collines à forte pente (60% à 70%).
- Le taux de couverture des tanety varie entre 60 à 80%.

Le projet en tant que projet de construction sera constitué des travaux mécaniques ainsi que des animations rurales. Les travaux mécaniques auront pour but d'alimenter en eau de la commune à savoir :

- La construction des ouvrages de captage des sources
- Travaux de canalisation
- Implantation de réservoir
- Réalisation de type de bornes fontaines

V.4.ELABORATION DES DIFFERENTS IMPACTS

V.4.1.Elaborations des différents impacts

▪Caractéristiques

❖SIL'IMPACT EST NEGATIF

L'impact négatif si le projet porte atteinte à la qualité de la vie du milieu ou affecte un désordre sur les composantes environnementales

SUR LE SOL

- Les fouilles au niveau de captage entraînent une certaine quantité de déblais qui s'éparpillent aux alentours en perdant sa cohésion naturelle.
- Pendant la réalisation des fouilles au niveau des captages ainsi qu'au niveau des canalisations, la majeure partie des être vivants comme les insectes du sol auront disparu ce qui entraîne la non fertilité du sol concerné

SUR L'EAU

Pendant la phase d'implantations des ouvrages de captages, l'eau est affectée d'une certaine pollution

SUR L'HOMME

L'eau des sources n'arrive plus à irriguer les périmètres en aval et ceci peut entraîner la diminution de la production ;

La diminution de la production est la cause de mal nutrition de toute la population ;

La mal nutrition entraîne la diminution du nombre des enfants scolarisés ;

Les femmes et les enfants ont plus de temps à s'occuper de leur foyer et les études, d'où une augmentation du taux de scolarisation ;

La présence de projet incite l'ensemble de la population à employer l'eau pour se laver les mains, la vaisselle avec l'eau potable ;

La présence de ce système d'AEP dans la commune donne plus de temps pour les femmes pour s'occuper d'autres activités afin d'augmenter le revenu de chaque famille ;

La population bénéficie de la présence de ce réseau car l'eau suit la norme de potabilité ;

L'implantation de ce système d'AEP diminue toutes sortes de maladies surtout les bilharzioses, Cholera, tuberculose etc...

Les revenus annuels de chaque ménage augmentent, le taux de scolarisation des enfants augmente donc cet aménagement conduit aux développements rapides et durables de la région concernée.

❖IMPACT POSITIF

L'impact est positif si le projet apporte une amélioration de la qualité de toute forme de vie du milieu humain

SUR L'EAU

La mise en place de ce système d'AEP conserve la propreté de l'eau des sources jusqu'au bornes fontaines

V.4.2.Evaluation des différents impacts

L'évaluation consiste à donner pour chaque impact un ordre de grandeur. La notation se base sur l'intensité de l'effet, sa durée dans le temps et son étendue dans l'espace

TABLEAU N°38.EVALUATION DES IMPACTS

	SUR LE SOL	SUR L'EAU	SUR L'HOMME
	Les fouilles au niveau du captage entraînent une perte de cohésion du sol, cet effet est local ainsi que temporaire alors il est classé dans l'impact à faible intensité. La majeure partie des être vivants comme les insectes du sol auront disparues pendant la réalisation des fouilles Au niveau	Pendant la phase d'implantations des ouvrages de captage, l'eau est affectée d'une certaine pollution .Sa durée est	L'eau de sources n'arrive plus à irriguer les périmètres en aval et ceci peut entraîner la diminution de la production ; Cet impact durera longtemps et avec une forte intensité La diminution de la production est vraiment la cause de mal nutrition de toute la population

IMPACT NEGATIF	de captage ainsi qu'au niveau des canalisations. Cela entraîne le non fertilité de sol concerné. Cet impact négatif est local mais dure longtemps (jusqu'au non fonctionnement du système) pour protéger les conduites .Son intensité est Faible	temporaire et son intensité est Faible	ainsi les impacts de durée permanent et forte intensité sont classé dans les impacts majeurs La mal nutrition entraîne la diminution du nombre des enfants scolarités sa durée est permanente et avec une forte intensité. Cet impact est majeur.
IMPACT POSITIF		Les femmes et les enfants ont plus de temps à s'occuper de leur foyer, d'où une augmentation de taux de scolarisation. La considération de cet impact est classée à forte intensité avec une durée permanente il est alors MAJEURE L'emploie de cette eau est toujours permanent, son intensité est forte, ainsi il est classé majeur, La présence de ce système d'alimentation en eau de la commune donne plus de temps pour les femmes pour les autres activités afin d'augmenter les revenus de chaque famille. cela durera longtemps, il est considéré permanent, son	

		<p>intensité est forte et MAJEURE</p> <p>La population bénéficie de la présence de réseau car l'eau doit suivre la norme de potabilité : cet impact est permanent avec et de forte intensité .il est alors majeur</p> <p>L'alimentation de la commune est la source primordiale de la diminution et de la disparition de toutes sortes de maladies épidémique. Cette impact est local il est permanent et forte intensité il est considéré MAJEUR.</p>	
--	--	--	--

V.4.3.Evaluation des différents impacts durant le déroulement des travaux

V.4.3.1. Impacts sur les milieux naturels

Description des impacts possibles, le tableau suivant donne les impacts possibles durant les travaux sur les milieux naturels

<i>Activités</i>	<i>Impacts possibles</i>
Transport de matériaux	Dégradation de la végétation.
Travaux de déblai et fouille	Sur le lieu des dépôts : modification de la nature du sol ou des sédiments ; pollution du sol due aux matériaux de dépôts
Sites d'ouvrage d'art	Contamination du milieu par les matériaux tels que moellons, sables, ciment, etc.
Travaux communautaires	Destruction de la faune et flore pollution humaine sur l'emprise des travaux

V.4.3.2.Impacts sur les milieux humains

▪Description des impacts possibles

Des impacts négatifs et positifs sont également attendus du déroulement des travaux sur les milieux humains. Les principaux impacts positifs possibles se résument à : la création d'emplois et revenus supplémentaires : salaires apportés par les travaux HIMO et revenus apportés par le développement de petits commerces aux alentours des sites des travaux ; au transfert de technologie au renforcement de la dynamique sociale.

▪Quelques impacts négatifs sont également possibles :

- ✓ Risque d'apparition de perturbation sociale, occasionnée par la différence d'origine, de mode de vie, de respect aux valeurs sociales, entre le personnel de l'entreprise venant de l'extérieur, et la population locale ;
- ✓ Perturbation des activités économiques ;
- ✓ Risques de transmission de maladie sexuellement transmissible entre travailleurs étrangers et la population locale.

▪Risque de perturbation sociale causée par la différence culturelle entre le personnel de l'entreprise et la population locale

Intensité : faible

Il n'est pas possible d'évaluer d'emblée l'intensité de ses impacts comme l'entreprise titulaire n'est pas encore connue. D'une manière générale, cependant, étant donné l'accueil plutôt chaleureux réservé par la population riveraine à l'attention de l'équipe qui sera chargée de la réalisation des études ainsi que cette population a l'habitude de se mettre en contact avec les gens de l'extérieur, l'intensité de ces impacts est considérée comme faible.

Durée : occasionnelle

Ces impacts se feront ressentir uniquement durant la période des travaux.

Etendue : locale

Ces impacts se feront ressentir uniquement par une partie de la population riveraine de la commune. Après l'évaluation, **ces impacts sont ainsi jugés mineurs.**

V.4.3.3.Impacts Sur les Transports des matériaux

Le transport des matériaux sur les sites des travaux passera aux sentiers traversant des zones à forte végétation nécessitant des travaux de débroussaillage.

Ces impacts sont de faible intensité étant donnée la faible envergure des éléments environnementaux qui risquent d'être touchés (Seulement une surface à débroussailler), et par le fait également que les éléments touchés ne sont pas sensibles, ne comportant aucun élément ligneux ni faune et flore protégée

Durée : Occasionnelle

Il s'agit d'impacts réversibles, limités uniquement durant la durée des travaux.

Etendue : locale

Ces impacts ne sont ressentis que par les riverains immédiats des sites des travaux, ainsi leurs

Étendues sont locales.

Après évaluation, ces impacts sont ainsi jugés mineurs.

V.4.3.4. Evaluations sur les Travaux de déblai et fouille

Les travaux de déblai et fouille seront exécutés particulièrement sur les sites d'ouvrages d'art et le long des conduites. Ces matériaux seront déposés sur un site choisi judicieusement pour ne pas comporter des éléments à intérêt humain, agricole ou écologique. Les impacts appréhendés sont localisés essentiellement sur le site de dépôt.

Intensité : faible

Ces impacts sont de faible intensité étant donnée la faible envergure des éléments environnementaux qui risquent d'être touchés, et par le fait également que les éléments touchés ne sont pas sensibles, ne comportant aucun élément d'intérêt humain, agricole ou écologique.

Durée : Temporaire

Les impacts se feront ressentir sur quelques années, le temps pour la végétation naturelle de couvrir totalement les dépôts.

Etendue : locale

Ces impacts ne sont ressentis que par les riverains immédiats du site des dépôts, ainsi leur **étendue est locale.**

Après évaluation, **ces impacts sont ainsi jugés mineurs.**

V.4.3.5. Pollution sur les sites des travaux

Les risques de pollution sur les sites d'ouvrages d'art concernent plusieurs points le long de la conduite d'amenée et sur le site du captage.

Intensité : moyenne

L'intensité de ces impacts dépendra beaucoup des soins apportés par le personnel de l'entreprise titulaire sur l'exécution des travaux. Pour les sites des travaux bordant et dominant la rivière d'AMBOHITRAIVO, les pollutions provenant des travaux pourraient provoquer des perturbations assez importantes sur l'écosystème aquatique. Pour cette raison, l'intensité de ces impacts est moyenne

Durée : Occasionnelle

Il s'agit d'impacts réversibles, limités uniquement durant la durée des travaux

Etendue : locale

Ces impacts ne sont ressentis que par les riverains immédiats des sites des travaux, ainsi leur étendue est locale.

Après évaluation, **ces impacts sont ainsi jugés mineurs.**

V.4.3.6.Risque de perturbation des activités

Intensité : forte (3)

Il s'agit également d'impacts dont l'intensité réelle dépendra beaucoup de la période durant laquelle les travaux se dérouleront. S'ils se déroulent durant les périodes de fortes activités culturelles, les impacts seront de forte intensité. Les travaux prévoient la construction de nombreux ouvrages et nécessiteront des coupures d'eau sur la rivière.

Durée : occasionnelle

Ces impacts se feront ressentir uniquement durant la période des travaux.

Etendue : zonale

Ces impacts se feront ressentir par l'ensemble des consommateurs qui nécessitent ce projet.

V.4.3.7.Risque de transmission de maladie sexuellement transmissible

Intensité : moyenne

Ne disposant d'aucune statistique fiable concernant les mœurs et le taux de personnes atteintes de MST au niveau local, ignorant complètement tout sur ce qui concerne l'entreprise titulaire, il est très difficile de tirer des conclusions quant à l'intensité des impacts. Pour ne pas minimiser ni dramatiser le phénomène, nous considérons ces impacts comme étant d'intensité moyenne.

Durée : temporaire

Les MST, selon sa nature et la façon dont elles se font soigner pourraient durer quelques jours comme elles pourraient durer toute une vie. Le compromis est de considérer la durée de ces impacts comme temporaire.

Etendue : locale

Ces impacts ne se feront ressentir que par une partie du personnel de chantier et de la population locale

Son étendue est ainsi locale.

Après évaluation, ces impacts sont ainsi jugés moyens.

V.4.3.8.Impacts attendus après les travaux

■Description des impacts possibles sur les milieux naturels

Risque de contamination du milieu naturel par les produits fertilisants préconisés dans le cadre du projet

Intensité : faible

Le recours actuel en produits fertilisants chimiques est relativement faible, surtout en dose importante. Le risque de voir les producteurs qui utilisent des fertilisants chimiques en surdose, étant donné que la vulgarisation sera menée dans le but d'une utilisation optimale, s'avère faible.

Durée : permanente -

Si contamination il y a, elle serait de longue durée et dépasserait nettement la durée de vie du projet.

Etendue : locale

Ces impacts seront cependant ressentis uniquement dans les environs immédiats de l'endroit où il y a le projet.

Après évaluation, ces impacts sont ainsi jugés moyens.

V.4.3.9.Description des impacts possibles sur les milieux humains

Après la réhabilitation, les impacts- prévisibles sont : L'augmentation de la production ;

L'amélioration de la situation nutritionnelle et alimentaire ainsi que du niveau de revenu de la population et le dynamisme social de la part des usagers

V.4.4.Analyse de l'évaluation des impacts

L'évaluation des impacts repose sur trois (03) critères d'évaluation, à savoir : l'étendue, la durée et l'intensité. En effet, ce n'est qu'après analyse et combinaison de ces trois (3) critères sur le milieu considéré que nous pouvons juger et catégoriser les impacts en impacts majeurs, impacts moyens et impacts mineurs. Ainsi, trois (3) catégories de notation sont prises en compte pour l'évaluation des impacts du projet :

- catégorie 1 comprise dans l'intervalle [9, 7] pour les impacts majeurs ;
- catégorie 2 comprise dans l'intervalle [6, 5] pour les impacts moyens ;
- catégorie 3 comprise dans l'intervalle [4, 3] pour les impacts mineurs.

La matrice d'interaction ci-après présente l'importance de chaque impact. Les cases correspondant aux interactions seront marquées par la valeur du degré d'importance d'impact. L'impact positif est symbolisé par le signe (+) tandis que l'impact négatif le signe (-).(voir le tableau ci –dessous)

Avec une note de six (6), ces impacts sont ainsi jugés moyens.

V.4.5. Etudes comparatives des impacts

Après constatation, le nombre d'impact positifs est de **six 6 contre six 6** pour les impacts négatifs.

Nous pouvons aussi dire que les impacts positifs à six importantes majeures sur six 6 tandis que les impacts négatifs ne comportent que trois 3 importances majeurs seulement. Cependant ces considérations constituent quand même un certain problème. Ce projet offre plus d'avantage à l'ensemble de la population locale, voire régionale, cela explique les besoins d'aménagement de cette région

V.4.6. Mesure d'atténuation

Il est préférable de présenter les mesures d'atténuation des impacts négatifs du projet sous forme de tableau :

TABLEAU N°39. MESURE D'ATTENUATION DES IMPACTS NEGATIFS DU PROJET

POSTE DE TRAVAIL	MESURES	RESPONSABLE	TIMING	COUT
Installation de chantier	Installer le camp et le chantier sur des terrains loin des habitats et terrain de culture et muni de latrines et bac à ordures	Entreprise	Phase préparatoire	Coût installation de chantier
Terrassement	Débroussailler uniquement les zones concernées par les travaux	Entreprise	Phase de travaux	
	Mettre en place les produits de fouille dans des aires de stockage	Entreprise	Phase de travaux	
	Utiliser le produit de fouille pour remblayer Remettre en état le lieu de prélèvement au cas où le produit de fouilles n'est pas suffisant	Entreprise	Phase de travaux	
	Déterminer et bien délimiter le lieu de dépôt pour éviter le charriage et éparpillement	BE	Phase de travaux	
infrastructure et superstructure	Stocker les sachets utilisés avant rejet dans la poubelle	Entreprise	Travaux	Coût repli de chantier
	Gérer le prélèvement des sables au niveau de la rivière	BE /Entreprise	Travaux	
	Minimiser les carrières/emprunts avec la réouverture des emprunts/carrières existants Délimiter uniquement les terrains indispensables aux emprunts et carrières, Bien gérer Le mode d'exploitation	BE /Entreprise	Travaux	
	Utiliser des récipients d'eau propres Penser à l'hygiène des utilisateurs	Entreprise	Travaux	
	Protection du bassin versant par plantation des arbres ou arbustes	BE / bénéficiaires	Phase préparatoire	Prestation BE

Borne fontaine Conduite de distribution	<ul style="list-style-type: none"> - Clôturer les bornes fontaines ou puits - Assurer un drainage efficace de l'eau autour des points d'eau (bornes fontaines, puits) pour éviter les flaques d'eau stagnante - Bien identifier l'exutoire pour le déversement des eaux 	Entreprise	Travaux	Coût Borne fontaine
	Creuser la fouille nécessaire pour la mise en place de tuyau	Entreprise /bénéficiaires	Travaux	Coût creusement de tranché
	Bien compacter le remblai	Entreprise	Travaux	Coût remblai
Sensibilisation	Sensibiliser les bénéficiaires pour le mode de puisage, à la gestion de l'eau et au respect du périmètre de sécurité	BE TITULAIRE	Réception provisoire	
Phase étude et exploitation	Assurer un suivi régulier de la qualité physico-chimique : pH, température, conductivité (mesures sur terrain) Bactériologique : tests officiels de potabilité (Institut Pasteur ou mesures sur terrain)	BE Bénéficiaires	Avant travaux Après réception définitive	Prestation BE Fonctionnement de l'association
Phase exploitation	Assurer un entretien rigoureux des canalisations pour éviter les fuites d'eau	Bénéficiaires	Phase d'exploitation	Fonctionnement de l'association
Sensibilisation	Sensibiliser les bénéficiaires sur le maintien de la salubrité et les risques associés avec l'eau stagnante	BE	Réception provisoire et définitive Phase entretien	
Phase exploitation	Assurer un entretien rigoureux des infrastructures	Bénéficiaires	Phase d'exploitation	Fonctionnement de l'association
Phase exploitation	Mettre en place un DINA Mettre en place des outils de gestion Impliquer la Commune pour le contrôle	BE /bénéficiaires	Avant la réception des travaux	

Ces mesures d'atténuations doivent être consignées par écrit à l'entreprise titulaire des travaux, par cahier des charges. En cas de faute grave entraînant une pollution des sources d'eau, l'entreprise devra être poursuivie suivant les lois en vigueur.

V.4.7.Mesure d'atténuation des impacts sur les milieux humains

Les mesures d'atténuation pour limiter les impacts liés aux risques de conflit entre usagers en ce qui concerne la réalisation de leur part de contribution s'effectueront dans un cadre institutionnel

consistant à sensibiliser et organiser les membres de l'IE dans cette contribution. Il s'agit d'appui socio organisationnel à mener par le maître d'œuvre.

Les mesures d'atténuation les plus efficaces pour limiter les autres impacts négatifs concernent l'information et implication de la population locale au déroulement des travaux. Les risques de conflit entre la population locale et le personnel de l'entreprise seront amoindris si la première se sent impliquée directement dans le déroulement des travaux. Par ailleurs, le personnel de l'entreprise devra veiller à se montrer sociable et à respecter les traditions et cultures locales.

Pour limiter les risques de perturbation des activités économiques les travaux devront être organisés en dehors des périodes de forte activité agricole. L'idéal est de les organiser durant la saison sèche.

Finalement, l'entreprise titulaire devra prendre toutes les dispositions nécessaires afin d'éviter à tout prix les risques de transmission de MST entre ses employés et la population locale. Des sensibilisations et informations seront menées, de la part du dirigeant de l'entreprise, afin que ses employés respectent les mesures de prévalence, allant de l'abstinence à l'utilisation de préservatif. Les impacts négatifs susceptibles de se produire sur le milieu humain sont limités au risque de conflit entre les usagers qui sont tous membres de l'AUE. En ce qui concerne la gestion et entretien du réseau, les mesures d'atténuation préconisées entrent dans le cadre de l'appui à l'AUE qui fait partie intégrante de l'aspect socio organisationnel. En effet, l'un des éléments le plus important de l'appui à l'AUE consiste à l'organiser afin qu'elle puisse prendre en main la gestion du réseau. Les prestations qui devront être considérées sont les suivantes :

- formation des membres de l'AUE sur le MGE (Manuel de Gestion et Entretien) ;
- appui à l'AUE sur la création de toutes les structures assurant la gestion du réseau (police du réseau, etc.).

V.4.8. Activités de l'AUE

Pour l'instant, les activités de l'AUE sont concentrées sur les travaux d'entretien réguliers des infrastructures. Chaque groupe de paysans de la commune est chargé d'entretenir les canaux qui longent leurs rizières deux fois par an. Il est encore prématuré d'apporter un jugement sur la situation de l'AUE. Toutefois un certain nombre d'anomalies peuvent être lourdes de conséquence si des mesures ne sont pas prises. L'inexistence de cotisation pour assurer le fonctionnement de l'association ; l'absence de compte ouvert en banque, le manque de rigueur dans le respect du statut ou de l'application du Dina peuvent engendrer un laxisme préjudiciable à l'efficacité de l'AUE.

Pendant la phase de l'étude et des travaux, l'association servira d'interlocuteur aux différents intervenants (ONG, Collectivité, entreprise des travaux...). A terme, elle prendra en charge la gestion, le fonctionnement et l'entretien du réseau d'adduction qui fait l'objet des travaux de réhabilitation dans le cadre du projet financé par la commune.

Pour assurer une bonne promotion de l'AUE, l'amélioration de l'état et la gestion du réseau par le biais des travaux de réhabilitation constituent une condition indispensable pour relancer la motivation des usagers. Pour bien cadrer et cibler les paysans concernés par le projet, la délimitation de la commune et le recensement des usagers devront être réactualisés.

Pour ne pas couper court à cet élan de développement et aux engagements des usagers qui se sont manifestés au cours des différents contacts et réunions, la réalisation des travaux ne devrait plus être retardée car elle pourrait être la source de découragement de certains paysans.

CONCLUSION

Le projet d'AEP à Ampefy est conçu à partir de l'utilisation de l'eau souterraine à possibilité gravitaire qui sera capté par un système approprié, qui garantira le débit exploitable ainsi que la qualité de l'eau. Ce système réduira l'importance de l'unité de traitement qui se limite au *captage des sources naturelles localisées dans la colline d'Ambohitraivo le captage sera de type prise directe dans la cavité de la source et construit en béton armé et l'installation sera composée des éléments suivant :*

- ❖ *un collecteur avec dessableur et chambre de mise en charge*
- ❖ *Filtre*
- ❖ *les conduites d'amenées en PEHD ou PVC à joint 90/110 mm*
- ❖ *un réservoir cylindrique de $175m^3$;*
- ❖ *un réseau de distribution*
- ❖ *33 bornes fontaines.*

La présente étude montre que l'approvisionnement en eau potable d'Ampefy en protégeant le captage est faisable et rentable à partir des sources d'Ambohitraivo par système gravitaire dont les points de distributions seront des Bornes fontaines et des points d'eau collectifs. L'installation sera conçue pour satisfaire la demande jusqu'en 2030 mais, il sera suggéré de prévoir un renforcement du réseau à partir de la source gravitaire.

De ce fait, Cette étude a permis de déterminer et résoudre le problème de santé des paysans et de déterminer tous les ouvrages adaptés aux systèmes. En outre le coût total de projet s'élève à une somme de 415 717 237 ariary, donc l'étude financière du projet a permis de dégager le prix de vente de $1m^3$ d'eau à 802 Ariary soit à 12 Ariary le seau de 15 litres aux bornes fontaines. La longueur de la conduite d'amenée du captage jusqu'au réservoir est de : 8336m dont en GALVA 338m, de diamètre 76,8mm et 7998m en PEHD, de diamètre 76,8mm. La longueur total de la conduite du réseau de distribution est de 9332 m. Le financement des installations sera assuré par l'administration avec la commune et les installations seront comptabilisées dans le domaine public de l'Etat. La gestion proprement dite sera confiée à la commune.

Alors le projet d'adduction d'eau potable à d'Ampefy est techniquement faisable et rentable en captant la source d'Ambohitraivo. L'exécution du projet sera commencée avant la période de labour puisque une partie du conduit d'amenée doit traverser des rizières. Et en fin l'étude d'Impact Environnementale du projet met en évidence le développement humanitaire et l'amélioration sanitaire de la population bénéficiaire. En comparant les impacts du projet, les impacts positifs sont majoritaires et les impacts négatifs sont faciles à atténuer.

BIBLIOGRAPHIE**OUVRAGES GENERALES**

- ALDEGHERIE M; 1995 ; Fleuves et rivières de Madagascar ; ORSTOM
- ARMANDO Lancastre ; 1976 ; Manuel d'hydraulique générale ; Edition Eyrolles
- LOUIS Duret ; 1976 ; Estimation des débits de crue à Madagascar Septembre 2005 ;
- Manuel de procédure pour la mise en place de projet eau et assainissement PIERRE Chaperon ; Paris 1993 ;
- CD-ROM Fleuves et rivières de Madagascar RAKOTONDRAINIBE Jean Herivelo ;
- Jean.Herivelo.RAKOTONDRAINIBE. Les eaux souterraines de Madagascar, HY.733.
- Jean Donné RASOLOFONIAINA. Formation en technique d'adduction d'eau potable. FID. Février 2004.
- M CARLIER. Hydraulique générale et appliquée. Editions PARIS Eyrolles, 1972
- M.ROCHE. Hydrologie de surface. Edition 2000. Chap. 2,390p ; P137 à 139.
- Monographie 22 régions au sein du Ministère de l'agriculture de l'élevage et la pêche: Imerina centrale.
- P. ROEDERER. Les sols de Madagascar. 1965.56p. P2 à 3 ; P18 à 45 ; P50 à 53.
- P.CHAPERON, J.DANLOUX, L FERRY. Fleuves et rivières de MADAGASCAR, ORSTOM 1993, Edition cédérom 2005
- COMMUNE AMPEFY. Donnée sur les usagers d'une borne fontaine.
- INSTAT-RGPH 93. Donnée sur le nombre de la population de 2007 à 2012 en zone rurale et urbaine de la région Analamanga.
- JIRAMA-service DEXO. Statistiques sur la consommation moyenne en eau des ménages, donnée sur les pertes en ligne du réseau de la JIRAMA, donnée sur le nombre de BF et BP (situation 2006 et 2007).
- METEO-METEO de la climatologie. Donnée sur la pluviométrie de quelques stations de la région ITASY, valeur mensuelle du coefficient de correction pour le calcul de l'évapotranspiration pour quelque station de la région ITASY.

REFERENCE COURS

COURS HYDROGEOLOGIE 3^{ème} ANNEE Mr RAMANARIVO Solofomampionona

COURS HYDROGEOLOGIE 4^{ème} ANNEE Mr RAKOTOARIMANANA

COURS DE TRAITEMENTS D'EAU POTABLE 5^{ème} ANNEE Mr RAMANANTSO Benjamin

COUR ECOULEMENT EN CHARGE 3^{ème} ANNEE Mr RANJATOSON Claude

COUR HYDRAULIQUE URBAINE 4^{ème} ANNEE Mr RANDRIANASOLO David

COUR D'HYDRAULIQUE AGRICOLE ET ROUTIERE 4^{ème} ANNEE Mr RASOLOFONIAINA Jean Donné

COUR GESTION DE PROJET 5^{ème} ANNEE Mr RANDRIAMANANJARA DANIEL

COUR ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET HYDROLOGIE 5^{ème} ANNEE Mr RANDRIAMAHERISOA Alain

COUR HYDRAULIQUE EN CHARGE Mr RANDRIAMAHERISOA Alain

COUR RAVAOHARISOA Lalatiana ; Cours de béton armé (CCBA 68 ET BAEL 83) en Quatrième année

ANNEXE 01 BORDEREAU DE DEVIS ESTIMATIF ET QUANTITATIF PROJET AEP AMPEFY

N° de PRIX	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité(Qté)	PRIX UNITAIRE(PU)	MONTANT (ariary)
000	E - FRAIS GENERAUX				
	0 - TRAVAUX PREPARATOIRES				
001	- Installation de chantier <u>Concerne</u> : baraquement, acheminement matériaux	FFT	1	5 000 000,00	5 000 000,00
002	- Repli de chantier <u>Concerne</u> : repli	FFT	1	2 500 000,00	2 500 000,00
	TOTAL TRAVAUX PREPARATOIRES				7 500 000,00
100	1- CAPTAGE				
100	Batardeau	Fft	1	4 000,00	4 000,00
101	décapage et terrassement	M ²	15	2 100,00	31 500,00
102	REMBLAI	M ³	4	2 500,00	10 000,00
103	Déblai et fouille sur terrain rocailleux	M ³	8,25	30 000,00	247 500,00
104	Béton de forme Q 150	M ³	1	15 000,00	15 000,00
105	Béton Armée Q350	M ³	7,39	25 000,00	184 750,00
106	Armatures des bétons	kg	591	11 950,00	7 064 840,00
107	coffrages plans en Bois	M ²	22,52	15 000,00	337 800,00
108	Enduit au mortier dosé 350Kg/m3	M ³	10,47	8 000,00	83 760,00
109	Chape étanche dosée 400 kg/m3	M ³	7	15 000,00	105 000,00
110	Herissonnage	M ³	0,5	35 000,00	17 500,00
111	maçonnerie de moellon 20x20 x40	M ³	7,01	56 000,00	392 560,00
112	Enduit dosé à 400 kg/m ³	M ²	10,26	14 000,00	143 640,00
113	Tuyau en fonte DN250	ml	6	18 000,00	108 000,00
114	Tuyau en Galva DN100	ml	6	22 000,00	132 000,00
115	Coude Galva DN 250	U	1	10 000,00	10 000,00
116	Coude Galva DN 100	U	1	8 000,00	8 000,00
117	Vanne d'arrêt DN 100	U	3	120 000,00	360 000,00
	2) CREPINE DN 80				
118	Manchette BB 80	U	1	56 000,00	56 000,00
119	Manchette BB de L=0,50m	U	1	45 000,00	45 000,00
	3) Robinet Vanne				
200	EURODIX DN 80	U	1	120 000,00	120 000,00
201	Bride UNI DN 80 de L=0,35m	U	1	25 000,00	25 000,00
	S /T - 100 : CAPTAGE				9 501 850,00

210	II - DECANTEUR				
211	Décapage de terrain	M ²	20	1 500,00	30 000,00
212	Fouilles sur terrain meuble	M ³	11,62	12 000,00	139 440,00
213	Béton de propreté à 250kg/m3	M ³	0,5	22 000,00	11 000,00
214	Béton armé dosé à 350 Kg/m ³	M ³	6,29	25 000,00	157 250,00
215	Armatures des bétons	Kg	503	18 000,00	9 057 600,00
216	coffrages plans	M ²	40,61	15 000,00	609 150,00
217	Echafaudage	M ³	3,4	5 200,00	17 680,00
218	chape étanche dosée à 450 kg/m3	M ²	98,4	14 000,00	1 377 600,00
219	Enduit ordinaire	M ²	98,4	14 000,00	1 377 600,00
220	Enduit étanche dosé à 400Kg/m3	M ²	98,4	8 500,00	836 400,00
221	Tuyauterie en Galva DN100	ml	6	8 500,00	51 000,00
222	Vanne d'arrêt DN100 avec raccords	U	2	120 000,00	240 000,00
223	Tés égaux	U	1	38 000,00	38 000,00
224	Coude DN100	U	2	8 000,00	16 000,00
	S / TOTAL DECANTEUR				13 958 720,00
250	FILTRE				
	a) TERRASSEMENT				
251	Décapage de terrain	M ²	10,56	1 500,00	15 840,00
252	Fouilles	M ³	15,95	1 200,00	19 140,00
	b) BETON				
253	Béton de propreté dosé à 250Kg/m3	M ³	0,3	22 000,00	6 600,00
254	Béton armé dosé à 350 Kg/m3	M ³	1,15	25 000,00	28 750,00
	c) ARMATURE				
255	Fourniture, façonnage posé en H A	Kg	54	18 000,00	972 000,00
	d) COFFRAGE				
256	coffrage à une courbure	M ²	38,5	16 000,00	616 000,00
	e) ENDUIT ET CHAPE				
257	chape étanche dosée à 450 kg/m3	M ²	12	14 000,00	168 000,00
258	Enduit Ordinaire	M ²	12	23 000,00	276 000,00
259	Enduit étanche dosé à 400Kg/m3	M ²	12	14 000,00	168 000,00
	S/ T TOTAL FILTRE				2 270 330,00
260	STATION DE TRAITEMENT				
261	Coude Sofo 2E 1/8 DN 90	U	1	36 000,00	36 000,00
262	Bride emboîtement Sofo DN90	U	1	37 500,00	37 500,00
263	Bride UNI DN 80 de L=0,35m	U	3	32 000,00	96 000,00
264	Bride UNI DN 80 de L=0,50m	U	1	46 000,00	46 000,00
265	Boite à boue 80	U	1	480 000,00	480 000,00

266	Té BB ₃ GS 80/80	U	1	54 000,00	54 000,00
267	Manchette BB ₃ GS 80 de L =0,25m	U	1	72 000,00	72 000,00
S/ T STANTION DE TRAITEMENT					821 500,00
N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité(Qté)	PRIX UNITAIRE(PU)	MONTANT(ariary)
300	<u>III - CONDUITE D'AMENEE</u>				
301	Fouille de canalisation sur terrain rocailleux	M ³	1884,12	2 100,00	3 956 652,00
302	remblai de canalisation	M ³	1884,12	2 500,00	4 710 300,00
303	Tuyauterie PEHD DN 76,6 /90 série de 10bars	ml	8432	13 000,00	109 616 000,00
304	Tuyauterie galva DN 100	ml	540	22 000,00	11 880 000,00
305	Joint mixte	U	4	45 000,00	180 000,00
306	dé d'encrage	M ³	0,75	32 000,00	24 000,00
307	Ventouse DN 76,6 /90	U	2	25 000,00	50 000,00
308	Pose de canalisation	ml	1080	3 300,00	3 564 000,00
309	vidange DN76,6/90	U	3	35 000,00	105 000,00
310	Manchon SR 12 DN76,8 /90	U	90	50 000,00	4 500 000,00
S/ T- 300 CONDUITE D'AMENER					138 585 952,00
400	<u>IV - RESERVOIR DE 175 M3</u>				
401	décapage et terrassement	M ²	100	1 500,00	150 000,00
402	Fouille d'ouvrages sur terrain meuble	M ³	112,43	2 100,00	236 103,00
121	Remblai	M ³	4,8	2 500,00	12 000,00
403	Béton de propreté dosé 250 kg/m3	M ³	2,74	22 000,00	60 280,00
404	béton armé dosé 350Kg/m3	M ³	34,46	25 000,00	861 500,00
405	armatures des Béton	Kg	2757	18 000,00	49 622 400,00
406	Coffrages plans	M ²	171,36	15 000,00	2 570 400,00
407	Chape étanche dosée à 450 kg/m3	M ²	41,97	14 000,00	587 580,00
408	enduit dosé à 400 kg/m3	M ²	261,5	14 000,00	3 661 000,00
409	crépine DN125	U	1	45 000,00	45 000,00
410	vanne d'arrêt DN 100 avec raccords	U	2	120 000,00	240 000,00
411	vanne d'arrêt DN 125 avec raccords	U	2	120 000,00	240 000,00
412	tuyauterie en Galva DN 125	ml	18	8 750,00	157 500,00
	tuyau trop plein, vidange y compris toute suggestion de mise en œuvre	fft	1	140 000,00	140 000,00
413	Echelle Métallique	ml	6	120 000,00	720 000,00

414	Tés égaux	U	5	65 000,00	325 000,00
415	Coude DN125	U	4	10 000,00	40 000,00
TOTAL 400 - RESERVOIR DE 175 M3					59 668 763,00
<u>V - TUYAUTERIE ET ACCESSOIRS</u>					
501	Fouille de canalisation	M ³	1979,28	10 000,00	19 792 800,00
502	Remblais compacté	M ³	1979,28	12 000,00	23 751 360,00
503	remise à l'état du fossé	ml	300	5 000,00	1 500 000,00
504	PVC Φ125 série 16 bars	ml	269	25 000,00	6 725 000,00
505	PVC Φ110 série 16 bars	ml	1020	24 000,00	24 480 000,00
506	PVC Φ90 série 16 bars	ml	567	20 000,00	11 340 000,00
507	PVC Φ63 série 16 bars	ml	3768	20 000,00	75 360 000,00
508	PVC Φ50série 16 bars	ml	3842	18 000,00	69 156 000,00
509	PVC Φ32série 16 bars	ml	1129	12 000,00	13 548 000,00
510	galva Φ90	ml	100	22 000,00	2 200 000,00
511	Joint mixte Φ90	U	10	45 000,00	450 000,00
512	Dé d'encrage	M ³	0,5	32 000,00	16 000,00
513	Vidange Φ90	U	3	35 000,00	105 000,00
514	ventouse Φ90	U	2	25 000,00	50 000,00
515	réduction 125/110	U	2	6 000,00	12 000,00
516	réduction 110/90	U	2	6 000,00	12 000,00
517	réduction 110/63	U	4	5 000,00	20 000,00
518	réduction 90/63	U	10	4 500,00	45 000,00
519	réduction 63/32	U	20	4 000,00	80 000,00
519	réduction 50/32	U	8	3 500,00	28 000,00
520	Té égal DN125	U	4	16 500,00	66 000,00
521	Té égal DN110	U	4	15 000,00	60 000,00
522	Té égal DN90	U	10	14 000,00	140 000,00
524	Té égal DN63	U	10	13 600,00	136 000,00
525	Té égal DN50	U	22	13 200,00	290 400,00
526	Bouchon DN50	U	14	18 000,00	252 000,00
527	Bouchon DN63	U	4	19 700,00	78 800,00
528	Vanne d'arrêt 90	U	2	80 000,00	160 000,00
529	SR 12 réduit 63 x25	U	4	29 000,00	116 000,00
530	SR 12 réduit 63 x32	U	3	29 000,00	87 000,00
531	SR 12 réduit 63 x40	U	8	29 000,00	232 000,00
532	SR 12 réduit 63 x50	U	20	35 000,00	700 000,00
533	TE SR EGAUX Φ50	U	5	20 000,00	100 000,00
534	SR 12 réduit 50 x32	U	20	22 000,00	440 000,00
535	SR 12 réduit 50 x40	U	10	22 000,00	220 000,00
536	SR 12 Φ75	U	120	50 000,00	6 000 000,00
537	VANNE D'ARRET 66/76	U	5	120 000,00	600 000,00
538	VANNE D'ARRET 50/60	U	5	25 000,00	125 000,00
539	Réduction galvanisée MF 26/20	U	1	1 240,00	1 240,00
540	SR 12 Φ32	U	12	10 000,00	120 000,00

541	SR 13 Φ32	U	25	5 000,00	125 000,00
542	SR 12 Φ25	U	20	7 000,00	140 000,00
543	SR 14 Φ25	U	7	6 000,00	42 000,00
544	SR 12 réduit 40x32	U	5	70 000,00	350 000,00
545	SR 12 réduit 90 x32	U	5	15 000,00	75 000,00
546	SR 12 Φ50	U	10	16 000,00	160 000,00
547	Té SR égaux Φ75	U	10	70 000,00	700 000,00
548	Té SR égaux Φ63	U	25	65 000,00	1 625 000,00
549	Réduction galvanisée MF 33/20	U	30	4 000,00	120 000,00
550	divers pour tuyauterie	U	2	150 000,00	300 000,00
551	Vanne d'arrêt 63	U	4	60 000,00	240 000,00
552	Coude 90° DN 90	U	20	10 000,00	200 000,00
553	Coude 90° DN 63	U	20	8 000,00	160 000,00
554	Coude 90° DN 50	U	20	8 000,00	160 000,00
TOTAL 500 - TUYAUTERIE					262 992 600,00
560	<u>RESEAU DE DISTRIBUTION</u>				
561	Décapage	M ³	1080	1 500,00	1 620 000,00
562	Fouilles	M ³	216	2 100,00	453 600,00
563	Remblai compacté	M ³	216	2 500,00	540 000,00
564	Pose de canalisation, fourniture	ml	1080	3 300,00	3 564 000,00
565	Mise en œuvre des regards				
	pose de l'équipement	U	4	40 000,00	160 000,00
S / T TOTAL DE CANALISATION					6 337 600,00
PRIX					
N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	Unité	Quantité(Qté)	UNITAIRE(PU)	MONTANT (ariary)
600	<u>BORNE FONTAINE (Pour 1 BF)</u>				
	Décapage sur terrain de toute				
601	nature	M ²	6,5	1 500,00	9 750,00
602	Fouille d'ouvrage	M ³	0,2	2 100,00	420,00
603	Béton de propriété dosé à 150	M ³	0,1	15 000,00	1 500,00
604	Béton dosé à 350	M ³	0,28	25 000,00	7 000,00
	Armature pour grille de pose				
605	d'eau	Fft	1	20 000,00	20 000,00
606	Couvercle métallique	Fft	1	25 000,00	25 000,00
607	Armature	Kg	22,4	12 000,00	268 800,00
	béton de fondation dosé 200kg:				
608	m3 CPA	M ³	0,3	180 000,00	54 000,00
609	Coffrage plan en bois	M ²	3,36	15 000,00	50 400,00
610	Enduit étanche dosé à 400	M ²	3	15 000,00	45 000,00
	Fourniture et pose de grille				
611	métallique	U	1	4 000,00	4 000,00
	Robinet de puisage avec				
612	accessoires	U	1	7 000,00	7 000,00
610	tuyau galva de 20 x 27	ml	3	8 000,00	24 000,00
	Tuyau d'évacuation en PVC Φ				
611	57/63	ml	6	12 000,00	72 000,00

612	Vanne d'arrêt en laiton Ø 20x27	U	1	13 000,00	13 000,00
613	Coude 90°	U	2	8 000,00	16 000,00
	POUR UNE BORNE FONTAINE				617 870,00
	S/T - VI POUR 33 BORNES FONTAINES				20 389 710,00
700	LAVOIR				
	<u>a) Terrassement</u>				
701	Décapage	M ²	1,2	1 500,00	1 800,00
702	Fouilles	M ³	0,4	2 100,00	840,00
	<u>b) Béton</u>				
703	Béton dosé 250 kg/m3	M ³	0,4	22 000,00	8 800,00
704	Béton armé dosé 350Kg/m3	M ³	1,8	25 000,00	45 000,00
	<u>c) Armature</u>				
	Façonnage pose d'armature en				
705	HA	Kg	84	2 100,00	176 400,00
706	Chape étanche	M ²	23	15 000,00	345 000,00
707	Enduit étanche dosé à 450	M ²	23	14 000,00	322 000,00
	S/ T TOTAL LAVOIR				899 840,00

N°	RECAPITULATION	MONTANT (ariary)
000	FRAIS GENERAUX	
	- INSTALLATION DE CHANTIER	5 000 000,00
	- REPLI DE CHANTIER	2 500 000,00
100	CAPTAGE	9 501 180,00
210	DECANTEUR	15 377 520,00
300	FILTRE	2 270 330,00
400	STANTION DE TRAITEMENT	821 500,00
500	CONDUITE D'AMENEE	144 923 000,00
	RESERVOIR DE 175 M3	59 668 400,00
	TUYAUTERIE et ACCESSOIRES	
500	HYDRAULIQUE	262 992 600,00
	AUTRES DEPENSES	19 500 000,00
600	POUR 33 BORNES FONTAINES	20 389 710,00
700	LAVOIR	899 840,00
	TOTAL HORS T.V.A	506 972 240,00
	T.V.A 20%	91 255 003,20
	TOTAL TTC	415 717 237

Arrêté le présent devis estimatif à la somme de cinq cent six millions neufs cent soixante douze deux cent quarante ARIARY (506972240ARIARY) compris la TVA 18% à la somme de quatre cent quinze sept cent dix sept deux cent trente sept ARIARY (415717237 ARIARY).

ANNEXE N° 02 PRIX DE VENT DE L'EAU

FRAIS DE RENOUVELLEMENT ET ENTRETIEN MATERIELS	MONTANT	2009	2020	2030
		0,5% MTC	1% MTC	1,25 % MTC
CANALISATION	407915600	2039578	4079156	5098945
		0,25% MTG	0,75 MTG	1% MTG
GENIE CIVIL	86817430	217044	651131	868174
TOTAL		2256622	4730287	5967119
VOLUME D'EAU PRODUIT PAR AN		48249	51780	62374
PRIX DE REVIENT PAR m3 en ARIARY		46	91	96

	SALAIRE MENSUELLE(AR)	2009	2020	2030
FONTAINIER	40000	480000	709178	1404125
MONTANT TOTAL DE 20 FONTAINIER	20	9600000	14183560	28082500
VOLUME D'EAU PRODUITE PAR m3 /an		48249	51780	62374
PRIX DE REVIENT DÜ A LA CHARGE FIXE (ARIARY)		95	143	450

COUT DE PROET TTC 415717237		2009	2020	2030
ANNUITE	25426131	25426131	25426131	25426131
VOLUME D'EAU PRODUITE PAR m3		48249	51780	62374

/an				
PRIX DE REVIENT D'UN A LA CHARGE FINACIERE (ARIARY)		526	491	408

PRIX DE VENTE DU m3 D'EAU SANS BENEFICES	2009	2020	2030
PRIX TOTAL HTVA	621	634	858
T V A 20 %	112	114	155
TAXE COMMUNALE 5%	31	32	43
PRIX TTC /M3	764	780	1056
PRIX TTC / litre	0,76	0,80	1,06
PRIX DE SEAU DE 15 litre	11	12	16

	2009	2020	2030
PRIX DE BENEICE VENTE DE m3 à 5%	38	39	53
PRIX DE VENTE DE M3 AVEC BENEFICE	802	819	1109
PRIX DE VENTE PAR litre	0,80	0,82	1,11
PRIX DE SEAU 15 litre	12	12	17

ANNEXE N°03 CALCUL DU RESEAU D'AMENEE A AMPEFY

Numéro des tronçons		Débit de (m3/s)	nature conduite	débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre INTERIEUR (mm)	perte de charge J par mètre de longueur	perte de charge Js singulière	vitesse (m/s)	perte j = ΔH	H Piezo amont	H PIEZO aval	cote au sol	pression au sol
CAPTAGE	P ₂	0,00416	GALVA	4,16	55	76,8	0,0127	0,0007	0,90	0,70	455,00	454,32	453	14,4
P ₂	P ₃	0,00416	GALVA	4,16	56	76,8	0,0127	0,0007	0,90	0,71	454,32	453,63	448	7,00
P ₃	P ₄	0,00416	GALVA	4,16	46	76,8	0,0127	0,0007	0,90	0,59	453,63	453,07	439	14,07
P ₄	P ₅	0,00416	GALVA	4,16	103	76,8	0,0127	0,0007	0,90	1,31	453,07	451,81	436	15,81
P ₅	P ₆	0,00416	GALVA	4,16	27	76,8	0,0127	0,0007	0,90	0,34	451,81	451,48	430	21,48
P ₆	P ₇	0,00416	GALVA	4,16	52	76,8	0,0127	0,0007	0,90	0,66	451,48	450,84	428	22,84
P ₇	P ₈	0,00416	PEHD	4,16	64	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,79	450,84	450,05	431	19,05
P ₈	P ₉	0,00416	PEHD	4,16	22	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,27	450,05	449,78	425	24,78
P ₉	P ₁₀	0,00416	PEHD	4,16	7	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,09	449,78	449,70	426	23,70
P ₁₀	P ₁₁	0,00416	PEHD	4,16	177	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,17	449,70	447,52	428	19,52
P ₁₁	P ₁₂	0,00416	PEHD	4,16	106	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,30	447,52	446,22	421	25,22
P ₁₂	P ₁₃	0,00416	PEHD	4,16	153	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,88	446,22	444,35	417	27,35
P ₁₃	P ₁₄	0,00416	PEHD	4,16	153	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,88	444,35	442,47	426	16,47
P ₁₄	P ₁₅	0,00416	PEHD	4,16	39	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,48	442,47	441,99	423	18,99
P ₁₅	P ₁₆	0,00416	PEHD	4,16	26	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,32	441,99	441,67	419	14,7
P ₁₆	P ₁₇	0,00416	PEHD	4,16	27	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,33	441,67	441,34	407	34,34
P ₁₇	P ₁₈	0,00416	PEHD	4,16	47	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,58	419,00	418,42	399	19,42
P ₁₈	P ₁₉	0,00416	PEHD	4,16	50	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,61	418,42	417,81	396	21,81
P ₁₉	P ₂₀	0,00416	PEHD	4,16	69	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,85	399,00	398,16	363	35,16
P ₂₀	P ₂₁	0,00416	PEHD	4,16	184	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,26	398,16	395,89	348	47,89

P ₂₁	P ₂₂	0,00416	PEHD	4,16	125	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,54	395,89	394,36	345	49,36
P ₂₂	P ₂₃	0,00416	PEHD	4,16	12	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,15	363,00	362,86	337	25,86
P ₂₃	P ₂₄	0,00416	PEHD	4,16	175	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,15	362,86	360,70	327	33,70
P ₂₄	P ₂₅	0,00416	PEHD	4,16	78	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,96	360,70	359,74	329	30,74
P ₂₅	P ₂₆	0,00416	PEHD	4,16	73	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,90	359,74	358,84	324	3,5
P ₂₆	P ₂₇	0,00416	PEHD	4,16	137	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,68	358,84	357,16	324	33,16
P ₂₇	P ₂₈	0,00416	PEHD	4,16	224	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,75	329,00	326,25	311	15,25
P ₂₈	P ₂₉	0,00416	PEHD	4,16	220	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,70	326,25	323,55	297	26,55
P ₂₉	P ₃₀	0,00416	PEHD	4,16	24	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,29	297,00	296,71	262	34,71
P ₃₀	P ₃₁	0,00416	PEHD	4,16	24	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,29	297,00	296,71	261	35,71
P ₃₁	P ₃₂	0,00416	PEHD	4,16	128	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,57	296,71	295,14	259	36,14
P ₃₂	P ₃₃	0,00416	PEHD	4,16	168	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,06	295,14	293,08	255	38,08
P ₃₃	P ₃₄	0,00416	PEHD	4,16	105	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,29	293,08	291,79	258	33,79
P ₃₄	P ₃₅	0,00416	PEHD	4,16	184	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,26	291,79	289,54	269	20,54
P ₃₅	P ₃₆	0,00416	PEHD	4,16	113	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,39	289,54	288,15	266	22,15
P ₃₆	P ₃₇	0,00416	PEHD	4,16	61	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,75	288,15	287,40	266	21,40
P ₃₇	P ₃₈	0,00416	PEHD	4,16	260	76,8	0,0123	0,0006	0,90	3,19	287,40	284,20	267	4,84
P ₃₈	P ₃₉	0,00416	PEHD	4,16	114	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,40	284,20	282,80	269	4,97
P ₃₉	P ₄₀	0,00416	PEHD	4,16	119	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,46	282,80	281,34	265	16,34
P ₄₀	P ₄₁	0,00416	PEHD	4,16	50	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,61	281,34	280,73	267	13,73
P ₄₁	P ₄₂	0,00416	PEHD	4,16	91	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,12	280,73	279,61	263	16,61
P ₄₂	P ₄₃	0,00416	PEHD	4,16	95	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,17	279,61	278,44	261	17,44
P ₄₃	P ₄₄	0,00416	PEHD	4,16	205	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,52	278,44	275,92	251	24,92
P ₄₄	P ₄₅	0,00416	PEHD	4,16	80	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,98	275,92	274,94	250	24,94
P ₄₅	P ₄₆	0,00416	PEHD	4,16	118	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,45	274,94	273,49	242	31,49
P ₄₆	P ₄₇	0,00416	PEHD	4,16	98	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,20	273,49	272,28	238	34,28
P ₄₇	P ₄₈	0,00416	PEHD	4,16	261	76,8	0,0123	0,0006	0,90	3,21	272,28	269,07	236	33,07
P ₄₈	P ₄₉	0,00416	PEHD	4,16	390	76,8	0,0123	0,0006	0,90	4,79	269,07	264,29	239	25,29

P ₄₉	P ₅₀	0,00416	PEHD	4,16	151	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,85	264,29	262,43	241	21,43
P ₅₀	P ₅₁	0,00416	PEHD	4,16	126	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,55	262,43	260,89	240	20,89
P ₅₁	P ₅₂	0,00416	PEHD	4,16	89	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,09	260,89	259,8	246	13,8
P ₅₂	P ₅₃	0,00416	PEHD	4,16	32	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,39	259,8	259,41	245	14,41
P ₅₃	P ₅₄	0,00416	PEHD	4,16	87	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,07	259,41	258,35	244	14,35
P ₅₄	P ₅₅	0,00416	PEHD	4,16	102	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,25	258,35	257,1	243	14,1
P ₅₅	P ₅₆	0,00416	PEHD	4,16	135	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,66	269	267,34	242	25,34
P ₅₆	P ₅₇	0,00416	PEHD	4,16	194	76,8	0,0123	0,0006	0,90	2,38	267,34	264,96	245	19,96
P ₅₇	P ₅₈	0,00416	PEHD	4,16	118	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,45	264,96	263,51	244	19,51
P ₅₈	P ₅₉	0,00416	PEHD	4,16	120	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,47	263,51	262,05	243	19,05
P ₅₉	P ₆₀	0,00416	PEHD	4,16	12	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,15	262,04	261,89	239	22,89
P ₆₀	P ₆₁	0,00416	PEHD	4,16	270	76,8	0,0123	0,0006	0,90	3,32	261,89	258,58	242	16,58
P ₆₁	P ₆₂	0,00416	PEHD	4,16	75	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,92	258,58	257,66	243	14,66
P ₆₂	P ₆₃	0,00416	PEHD	4,16	154	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,89	257,66	255,77	242	13,77
P ₆₃	P ₆₄	0,00416	PEHD	4,16	100	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,23	255,77	254,54	242	12,54
P ₆₄	P ₆₅	0,00416	PEHD	4,16	275	76,8	0,0123	0,0006	0,90	3,38	288,15	284,78	246	38,78
P ₆₅	P ₆₆	0,00416	PEHD	4,16	109	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,34	284,78	283,44	246	37,44
P ₆₆	P ₆₇	0,00416	PEHD	4,16	33	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,41	283,44	283,03	246	37,03
P ₆₇	P ₆₈	0,00416	PEHD	4,16	280	76,8	0,0123	0,0006	0,90	3,44	283,03	279,59	247	32,59
P ₆₈	P ₆₉	0,00416	PEHD	4,16	34	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,42	279,59	279,17	253	26,17
P ₆₉	P ₇₀	0,00416	PEHD	4,16	98	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,20	279,17	277,96	252	25,96
P ₇₀	P ₇₁	0,00416	PEHD	4,16	116	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,42	277,96	276,54	253	23,54
P ₇₁	P ₇₂	0,00416	PEHD	4,16	73	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,90	276,54	275,64	253	22,64
P ₇₂	P ₇₃	0,00416	PEHD	4,16	78	76,8	0,0123	0,0006	0,90	0,96	275,64	274,68	255	19,68
P ₇₃	P ₇₄	0,00416	PEHD	4,16	140	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,72	274,68	272,96	255	17,96
P ₇₄	RESERV OIR	0,00416	PEHD	4,16	140	76,8	0,0123	0,0006	0,90	1,72	289,54	287,82	277	10,82

ANNEXE N°04 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION D'AMPEFY : RESEAU VERS SAHAPETRAKA – ANTANIMARINA – MANGARIVOTRA – KIANJA -ATALATAVAOAO

Numéro de tronçons		Débit de(m3/s)	Débit (l/s)	Longueur(m)	Diamètre (mm)	NATURE	Perte charge J par m de longueur	perte de charge Js singulière	vitesse (m/s)	perte j = ΔH	H Piezo amont	H PIEZO aval	cote au sol	pression au sol
P75	P74	0,00159	1,59	140	63	PVC	0,0048	0,0003	0,51	0,68	270,00	269,32	2532	16,32
P74	BF7	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	269,32	269,30	253,5	16,50
P74	P73	0,00143	1,43	78	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	0,30	269,30	269,00	253	16,00
P73	P72	0,00143	1,43	73	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	0,29	269,00	268,71	252	16,71
P72	P71	0,00143	1,43	116	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	0,45	268,71	268,26	253	15,26
P71	P70	0,00143	1,43	98	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	0,38	268,26	267,88	247	20,88
P70	P69	0,00143	1,43	34	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	0,13	267,88	267,75	246	21,75
P69	P68	0,00143	1,43	109	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	0,43	267,75	267,33	246	21,33
P68	P67	0,00143	1,43	275	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	1,07	267,33	266,26	246	20,26
P67	P66	0,00143	1,43	110	63	PVC	0,0039	0,0002	0,46	0,43	266,26	265,83	242	23,83
P66	BF6	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	265,83	265,81	241	24,81
P66	P65	0,00126	1,26	275	63	PVC	0,0030	0,0002	0,40	0,83	265,81	264,97	241	23,97
P65	BF5	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	264,97	264,95	241	23,95
P65	P64	0,0011	1,10	100	63	PVC	0,0023	0,0001	0,35	0,23	264,95	264,72	243	21,72
P64	P63	0,0011	1,10	154	63	PVC	0,0023	0,0001	0,35	0,36	264,72	264,37	242	22,37
P63	P62	0,0011	1,10	75	63	PVC	0,0023	0,0001	0,35	0,17	264,37	264,20	239	25,20
P62	BF4	0,0003	0,30	270	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	1,37	264,20	262,82	238	24,82
P62	P61	0,00093	0,93	75	50	PVC	0,0052	0,0003	0,47	0,39	262,82	262,43	243	19,43
P61	BF3	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	262,43	262,41	242	20,41
P61	P60	0,00077	0,77	270	50	PVC	0,0036	0,0002	0,39	0,97	262,41	261,45	244	17,45
P60	P59	0,00077	0,77	120	50	PVC	0,0036	0,0002	0,39	0,43	261,45	261,02	245	16,02
P59	BF2	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	261,02	261,00	244	17,00
P59	P58	0,0006	0,60	118	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,26	261,00	260,74	242	18,74
P58	P57	0,0006	0,60	194	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,42	260,74	260,32	243	17,32
P57	BF1	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	260,32	260,29	242	18,29

ANNEXE N° 05 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION AMPEFY VERS DIAVOLANA

Numéro de tronçons		Débit de(m3/s)	Débit (l/s)	Longueur(m)	Diamètre EXTERIEUR (mm)	NATURE CONDUITE	Perte charge J par m de longueur	perte de charge Js singulière	vitesse (m/s)	perte j = ΔH	H Piezo amont	H PIEZO aval	cote au sol	pression au sol
RESERVOIR	P75D	0,00693	6,93	140	125	PVC	0,0030	0,0002	0,56	0,42	279,00	278,58	255	23,58
P75D	P75	0,00693	6,93	79	125	PVC	0,0030	0,0002	0,56	0,24	278,58	278,35	255	24,00
P75	P76	0,00534	5,34	105	110	PVC	0,0034	0,0002	0,56	0,35	278,35	278,00	254	24,00
P76	P77	0,00534	5,34	157	110	PVC	0,0034	0,0002	0,56	0,53	278,00	277,47	259	18,47
P77	P78	0,00534	5,34	149	110	PVC	0,0034	0,0002	0,56	0,50	277,47	276,97	257	19,97
P78	P79	0,00534	5,34	83	110	PVC	0,0034	0,0002	0,56	0,28	276,97	276,69	255	21,69
P79	P80	0,00534	5,34	89	110	PVC	0,0034	0,0002	0,56	0,30	276,69	276,39	250	26,39
P80	BF8	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	276,39	276,37	249	27,37
P80	P81	0,00517	5,17	105	110	PVC	0,0031	0,0002	0,54	0,33	276,39	276,06	246	30,06
P81	P82	0,00517	5,17	59	100	PVC	0,0051	0,0003	0,66	0,30	276,06	275,88	240	30,06
P82	P83	0,00517	5,17	105	110	PVC	0,0031	0,0002	0,54	0,33	275,88	275,55	237	38,55
P83	P84	0,00517	5,17	48	110	PVC	0,0031	0,0002	0,54	0,15	275,55	275,39	235	40,39
P84	P85	0,00357	3,57	100	90	PVC	0,0041	0,0002	0,56	0,41	275,39	274,98	245	29,98
P85	BF9	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	274,98	274,93	244	30,93
P85	P86	0,00341	3,41	25	90	PVC	0,0037	0,0002	0,54	0,09	274,98	274,89	245	29,89
P86	BF10	0,0003	0,30	50	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,25	274,89	274,64	242	32,64
P86	P87	0,00324	3,24	242	90	PVC	0,0034	0,0002	0,51	0,82	274,64	273,82	243	30,82
P87	BF11	0,00033	0,33	10	32	PVC	0,0062	0,0003	0,41	0,06	273,82	273,76	242,5	31,26
P87	P88	0,0006	0,60	81	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,18	273,82	273,64	251	22,64
P88	BF12	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	273,64	273,59	256	17,59
P88	P89	0,0006	0,60	150	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,33	273,59	273,26	257	16,26
P90	BF13	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	273,26	273,21	258	15,21
P87	P90	0,0006	0,60	100	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,22	273,82	273,60	244	29,60
P90	BF14	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	273,60	273,55	243	30,55
P87	P91	0,00186	1,86	34	63	PVC	0,0066	0,0003	0,60	0,22	273,82	273,59	240	33,59
P91	P92	0,00186	1,86	24	63	PVC	0,0066	0,0003	0,60	0,16	273,59	273,43	242	31,43
P92	BF15	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	273,43	273,38	241,5	31,88

P92	P93	0,0017	1,70	59	63	PVC	0,0055	0,0003	0,55	0,33	273,43	273,11	241	32,11
P93	BF16	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	273,11	273,06	240	33,06
P93	P94	0,00153	1,53	64	63	PVC	0,0045	0,0002	0,49	0,29	273,11	272,82	241	31,82
P94	BF17	0,0003	0,30	74	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,38	272,82	272,45	240	32,45
P94	P95	0,00137	1,37	56	63	PVC	0,0036	0,0002	0,44	0,20	272,45	272,25	238	34,25
P95	P96	0,00137	1,37	16	63	PVC	0,0036	0,0002	0,44	0,06	272,25	272,19	238	34,19
P96	P97	0,00137	1,37	67	63	PVC	0,0036	0,0002	0,44	0,24	272,19	271,95	237	34,95
P97	P98	0,00137	1,37	72	63	PVC	0,0036	0,0002	0,44	0,26	271,95	271,70	236,5	35,20
P98	BF18	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	271,70	271,65	235,5	36,15

ANNEXE N° 06 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION VERS RESEAU FALIARIVO – RESEAU VERS CENTRAL HYDROELECTRIQUE – RESEAU SUR L'AXE PRINCIPALE

Numéro de tronçons		Débit de (m3/s)	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre EXTERIEUR (mm)	NATURE CONDUITE	Perte charge J par m de longueur	perte de charge Js singulière	vitesse (m/s)	perte j = ΔH	H PIEZO amont	H PIEZO aval	cote au sol	pression au sol
P98	P99	0,0006	0,60	111	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,24	271,70	271,45	236	35,45
P99	BF19	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	271,45	271,43	235,5	35,93
P99	P102	0,00077	0,77	47	50	PVC	0,0036	0,0002	0,39	0,17	271,43	271,26	234	37,26
P102	P103	0,00077	0,77	102	50	PVC	0,0036	0,0002	0,39	0,37	271,26	270,90	233	37,90
P103	BF20	0,0003	0,30	200	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	1,02	270,90	269,88	232,5	37,38
P100	P103	0,0006	0,60	70	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,15	270,90	270,75	234	36,75
P101	P103	0,0006	0,60	116	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,25	270,75	270,49	240	30,49
P101	BF21	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	270,49	270,47	232	38,47

RESEAU FALIARIVO

P102	P104	0,00153	1,53	74	63	PVC	0,0045	0,0002	0,49	0,33	264,36	264,03	224	40,03
P104	P105	0,00153	1,53	56	63	PVC	0,0045	0,0002	0,49	0,25	264,03	263,78	224	39,78
P105	P106	0,00153	1,53	16	63	PVC	0,0045	0,0002	0,49	0,07	263,78	263,71	228	35,71
P106	P107	0,00153	1,53	67	63	PVC	0,0045	0,0002	0,49	0,30	263,71	263,41	229	34,41
P107	P108	0,00153	1,53	72	63	PVC	0,0045	0,0002	0,49	0,32	263,41	263,09	234	29,09
P108	P109	0,00093	0,93	9	50	PVC	0,0052	0,0003	0,47	0,05	263,09	263,04	236	27,04
P109	P110	0,00093	0,93	111	50	PVC	0,0052	0,0003	0,47	0,58	263,04	262,46	237	25,46
P110	P111	0,00093	0,93	47	50	PVC	0,0052	0,0003	0,47	0,25	262,46	262,21	238	24,21
P111	BF22	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	262,21	262,16	238,5	23,66
P111	P112	0,00077	0,77	101	50	PVC	0,0036	0,0002	0,39	0,36	262,21	261,85	240	21,85
P112	BF23	0,0003	0,30	200	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	1,02	261,85	260,83	241	19,83
P112	P113	0,0006	0,60	180	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,39	261,85	261,46	237	24,46
P113	BF24	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,03	261,46	261,43	236,5	24,93

P113	P114	0,0006	0,60	10	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,02	261,43	261,41	227	34,41
------	------	---------------	-------------	-----------	-----------	-----	---------------	--------	-------------	-------------	---------------	---------------	------------	--------------

RESEAU VERS CENTRAL HYDROELECTRIQUE

P109	P115	0,0006	0,60	50	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,11	263,04	262,93	228	34,93
P115	P116	0,0006	0,60	100	50	PVC	0,0022	0,0001	0,31	0,22	262,93	262,71	227	35,71
P116	BF25	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,0051	0,0003	0,37	0,05	262,71	262,66	227,5	35,16

RESEAU SUR L'AXE PRINCIPALE D'AMPEFY

P84	P117	0,0016	1,60	210	63	PVC	0,0049	0,0003	0,51	1,03	275,39	274,37	243	31,37
P117	P118	0,0016	1,60	150	63	PVC	0,0049	0,0003	0,51	0,73	274,37	273,63	235	38,63

ANNEXE N° 07 CALCUL DU RESEAU DE DISTRIBUTION VERS RESEAU BORD DU LAC KAVITA – RESEAU VERS RESIDENCE – RESEAU VERS VILLAGE TOURISTIQUE

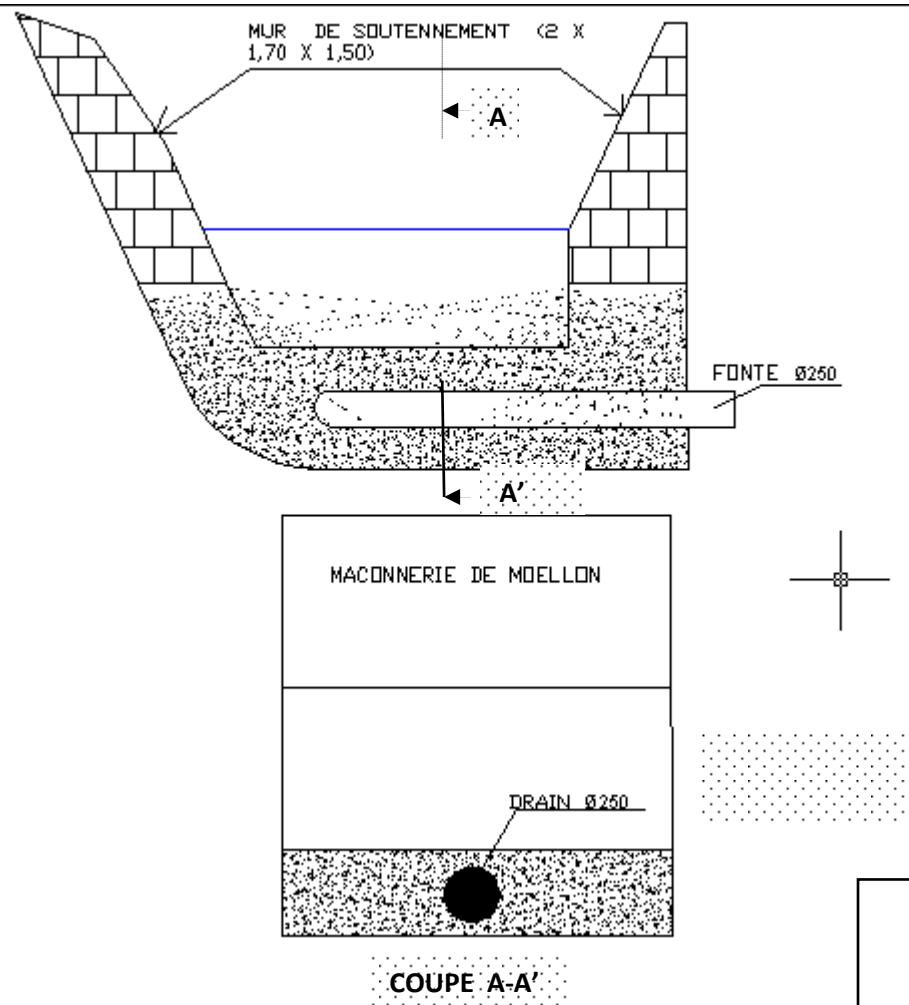
Número de tronçons		Débit de (m3/s)	Débit (l/s)	Longueur (m)	Diamètre EXT (mm)	NATURE CONDUITE	Perte charge J par m de longueur	perte de charge Js singulière	vitesse (m/s)	perte j = ΔH	H Piezo amont	H PIEZO aval	cote au sol	pression au sol
RESEAU BORD DU LAC KAVITA AMPEFY														
P117	P119	0,001	1,00	8	50	PVC	0,006	0,0003	0,51	0,05	274,37	274,32	242	32,32
P119	P120	0,001	1,00	26	50	PVC	0,006	0,0003	0,51	0,16	274,32	274,16	238	36,37
P120	BF31	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	274,16	274,11	237,5	36,61
P120	P121	0,00083	0,83	41	50	PVC	0,004	0,0002	0,42	0,17	274,16	268,99	232	36,99
P121	P122	0,00083	0,83	155	50	PVC	0,004	0,0002	0,42	0,65	273,99	267,34	232	35,34
P122	BF32	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	273,34	266,29	233	33,29
P122	P123	0,00067	0,67	44	50	PVC	0,003	0,0001	0,34	0,12	273,34	264,22	231	33,22
P123	BF33	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	273,22	263,17	228	35,17
P123	P124	0,0005	0,50	105	50	PVC	0,002	0,0001	0,25	0,16	273,22	263,06	225	38,06
P124	BF28	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	273,06	263,01	226	37,01
RESEAU VERS RESIDENCE														
P78	P129	0,00203	2,03	105	63	PVC	0,008	0,0004	0,65	0,83	276,97	276,15	257	19,15
P129	P130	0,00203	2,03	58	63	PVC	0,008	0,0004	0,65	0,46	276,15	275,69	250	25,19
P130	BF26	0,0003	0,30	5	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,03	275,69	275,67	250,5	25,17
P130	P131	0,00186	1,86	105	63	PVC	0,007	0,0003	0,60	0,69	275,69	275,00	245	30,30
P131	P132	0,00186	1,86	48	63	PVC	0,007	0,0003	0,60	0,32	275,00	274,,68	235	39,68
P132	BF27	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	274,68	274,63	234	38,13
P132	P133	0,0017	1,70	30	63	PVC	0,006	0,0003	0,55	0,17	274,68	274,52	237	37,52
P133	P134	0,0017	1,70	118	63	PVC	0,006	0,0003	0,55	0,65	274,52	273,87	241	32,87
P134	P135	0,0017	1,70	160	63	PVC	0,006	0,0003	0,55	0,88	273,87	272,99	247	25,99
P135	P136	0,0017	1,70	92	63	PVC	0,006	0,0003	0,55	0,51	272,99	272,48	251	21,48
P136	P137	0,0017	1,70	79	63	PVC	0,006	0,0003	0,55	0,44	272,48	272,05	247	25,05
P137	BF28	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	272,05	272,00	250	22,00
P137	P138	0,00153	1,53	163	50	PVC	0,014	0,0007	0,78	2,32	272,05	269,73	246	23,73

P138	P139	0,00153	1,53	26	50	PVC	0,014	0,0007	0,78	0,37	269,73	269,37	247	22,37
P139	P140	0,00153	1,53	65	50	PVC	0,014	0,0007	0,78	0,92	269,37	268,44	240	28,44
P140	P141	0,00153	1,53	69	50	PVC	0,014	0,0007	0,78	0,98	268,44	267,46	243	24,46
P141	P142	0,0006	0,60	202	50	PVC	0,002	0,0001	0,31	0,44	267,46	267,02	242	25,02
P142	BF29	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	267,02	266,97	243,5	23,47

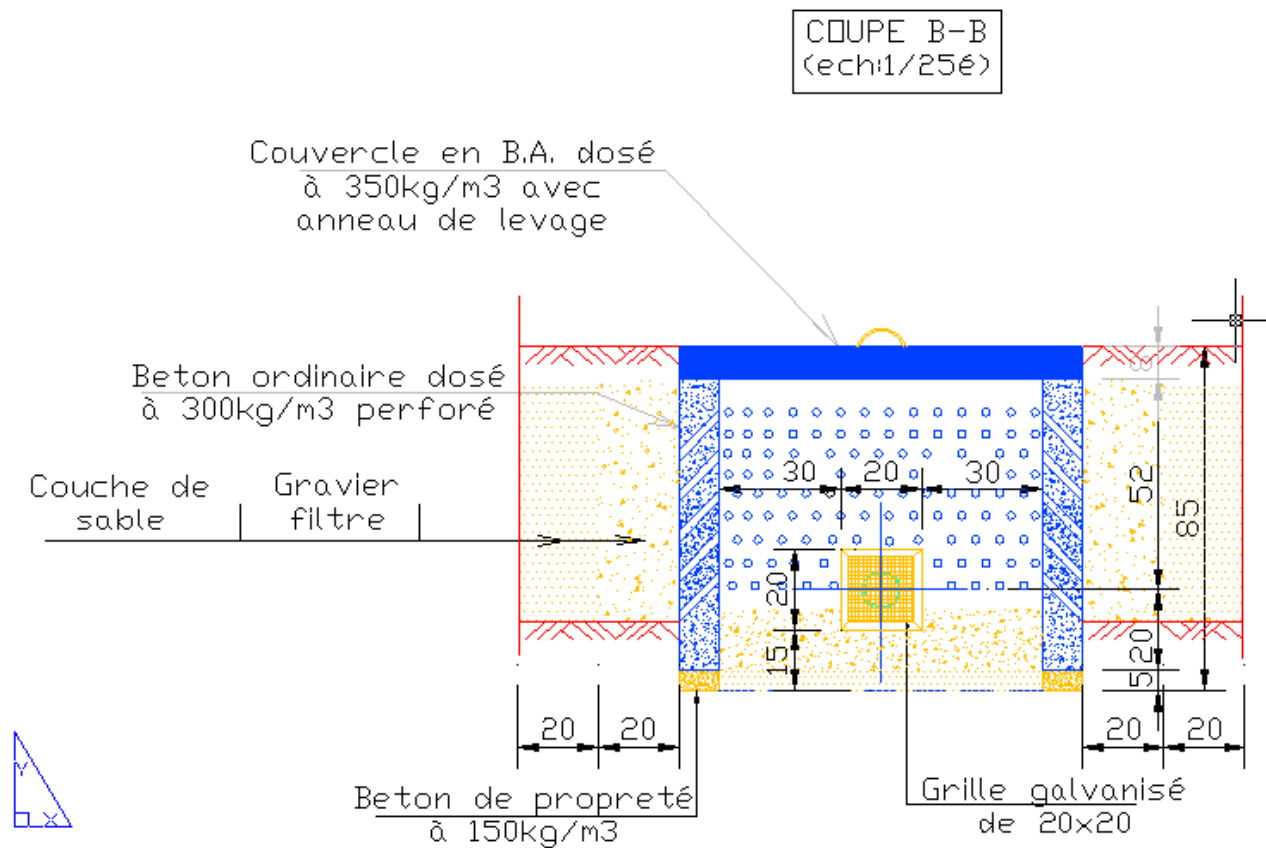
RESEAU VERS VILLAGE TOURISTIQUE

P141	P144	0,00077	0,77	191	50	PVC	0,004	0,0002	0,39	0,69	267,46	266,78	240	26,78
P144	BF30	0,0003	0,30	10	32	PVC	0,005	0,0003	0,37	0,05	266,78	266,73	239,5	27,23
P144	P145	0,0006	0,60	58	50	PVC	0,002	0,0001	0,31	0,13	266,78	266,66	236	30,66
P145	P146	0,0006	0,60	166	50	PVC	0,002	0,0001	0,31	0,36	266,66	266,29	236	30,29
P146	P147	0,0006	0,60	67	50	PVC	0,002	0,0001	0,31	0,15	266,29	266,15	232	34,15

PLANS DES OUVRAGES ET LE PLAN DU FERRAILLAGE



BASSIN DE CAPTAGE VUE EN PROFIL DU PROJET	E.S.P.A
	Echelle: 1/ 50è
	24 / 03 / 09
ANDRIANANTENAINA Delphin Rodolphe	



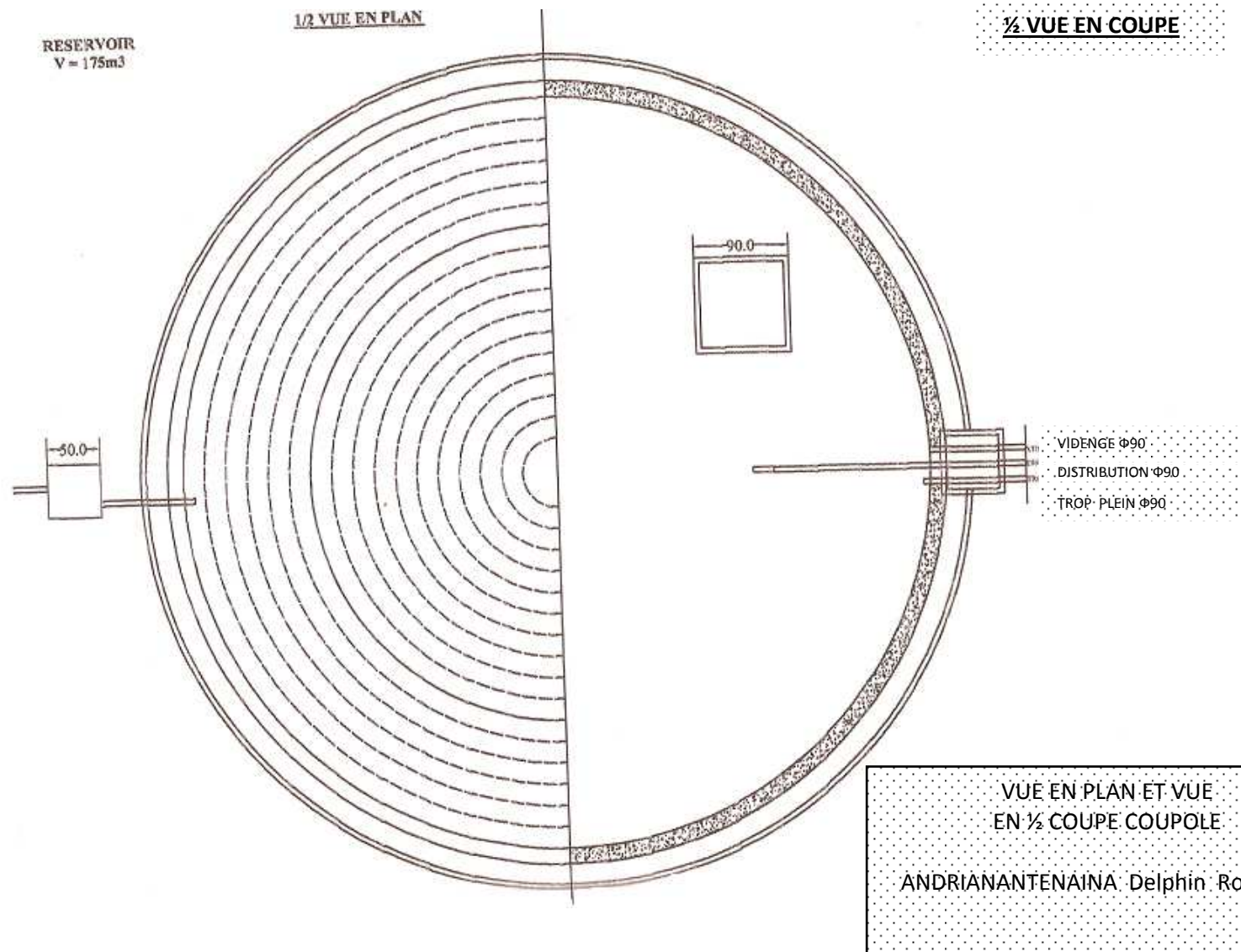
BASSIN DE CAPTAGE VUE EN COUPE
POUR LE PROJET D'AEP AMPEFY

ANDRIANANTENAINA Delphin Rodolphe

E.S.P.A

Echelle : 1 / 25^e

24 / 03 / 09



RESERVOIR 175m³

PLAN DE COFFRAGE

RESERVOIR 175m³

5 Ø 6 p.m

5 @ 8 p.m

RAYON R=367,5cm.

ceinture inférieur

ceinture supérieur

RAYON R=352,5cm

· NERVURE EN BA $h=25\text{cm}$ ·

· NERVURE EN BA $h=25\text{cm}$

FERRAILAGE PAROI

T12:T10:T8

$$t_l = 20 \text{ cm}$$

PLAN DE FERRAILLAGE DU RÉSERVOIR 175m³

E.S.P.A.

Echelle: 1/25è

ANDRIANANTENAINA D. R

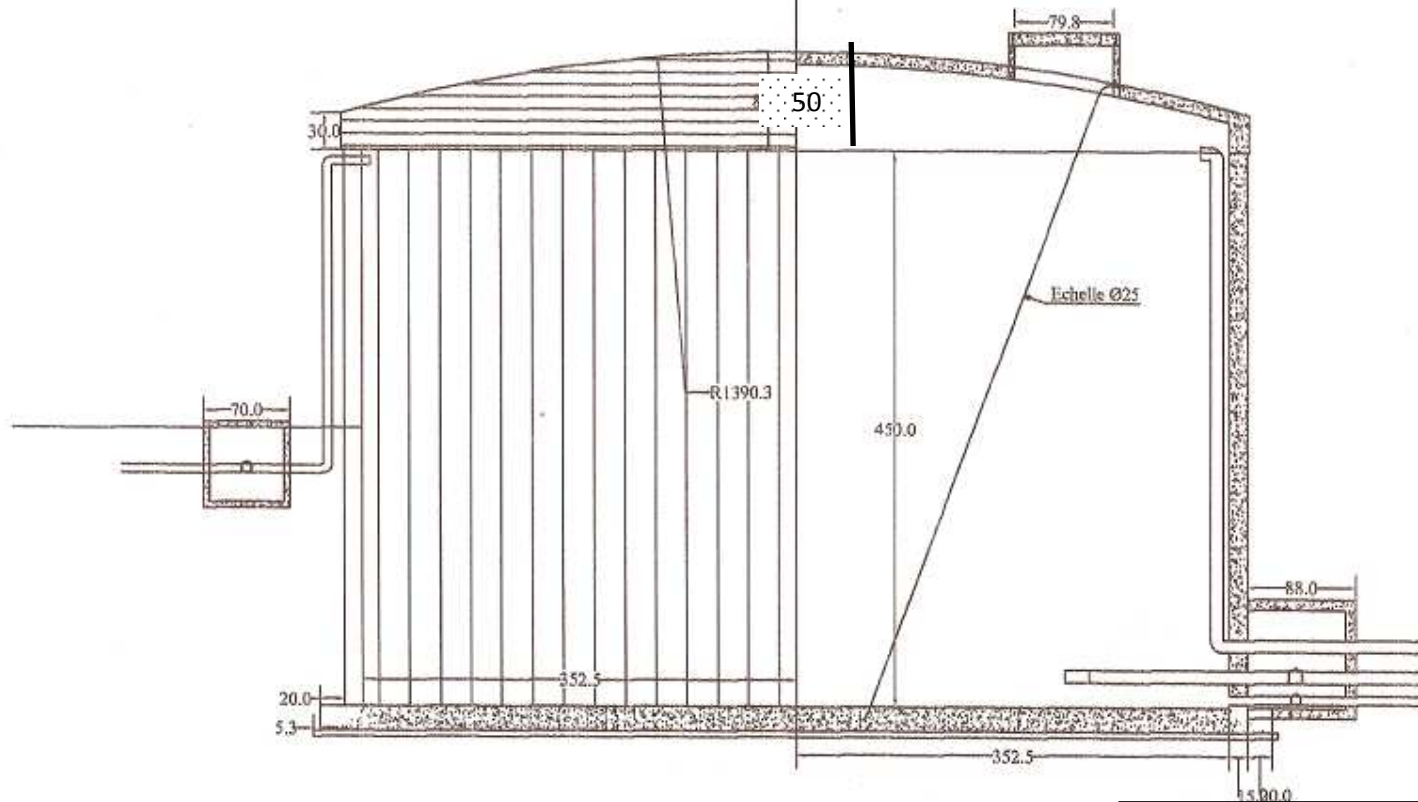
26/05/09

RESERVOIR 175m³

RESERVOIR
V = 175m³

1/2 FACADE

1/2 COUPE VERTICALE

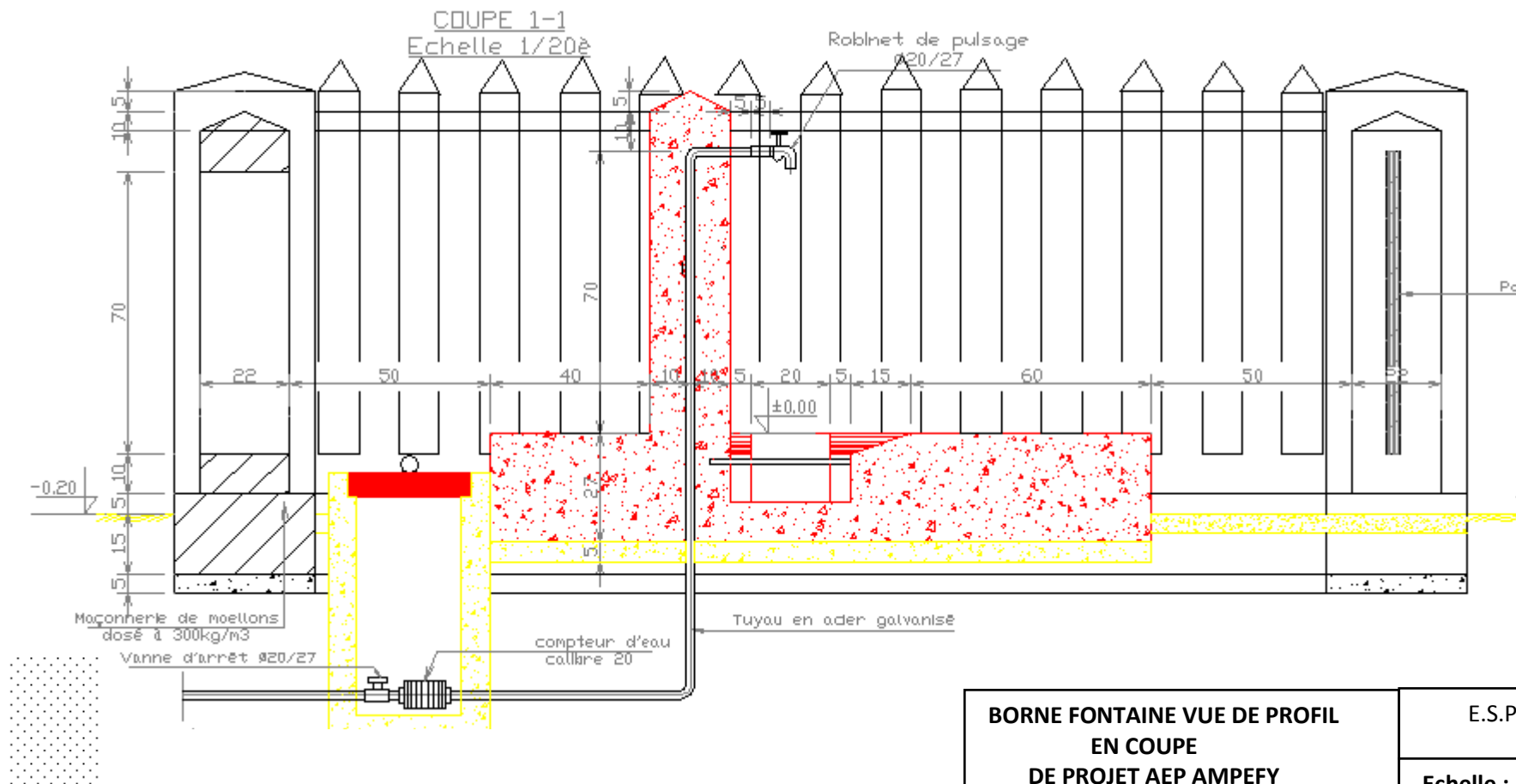


PLAN DU RESERVOIR DE 175m³
EN DEUX VUES FACADE ET COUPE
VERTICALE
ANDRIANANTENAINA D. R

E.S.P.A

Echelle : 1/50e

24 / 03 / 09



**BORNE FONTAINE VUE DE PROFIL
EN COUPE
DE PROJET AEP AMPEFY**

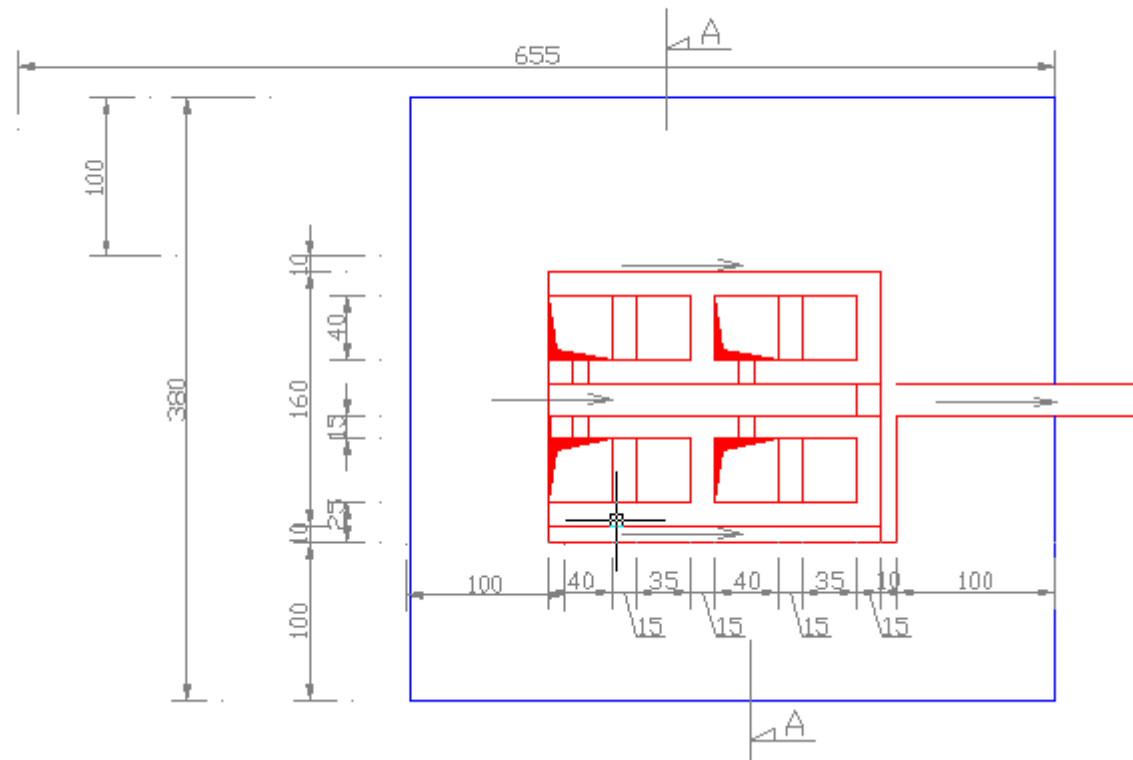
ANDRIANATENAINA D. R

E.S.P.A

Echelle : 1 / 20^è

30 / 03 / 09

VUE EN PLAN
Echelle : 1/50è



VUE EN PLAN DU LAVOIR
PROJET AEP AMPEFY

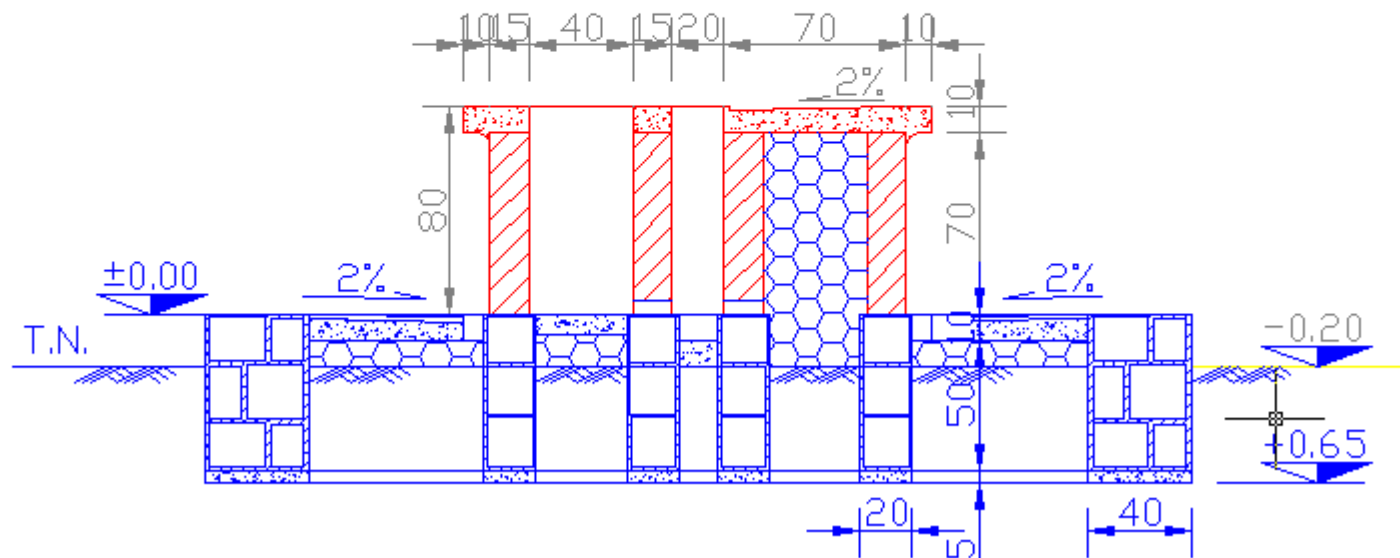
ANDRIANANTENAINA D. R

E.S.P.A

Echelle : 1/50è

07/04/09

COUPE A-A Echelle : 1/50è



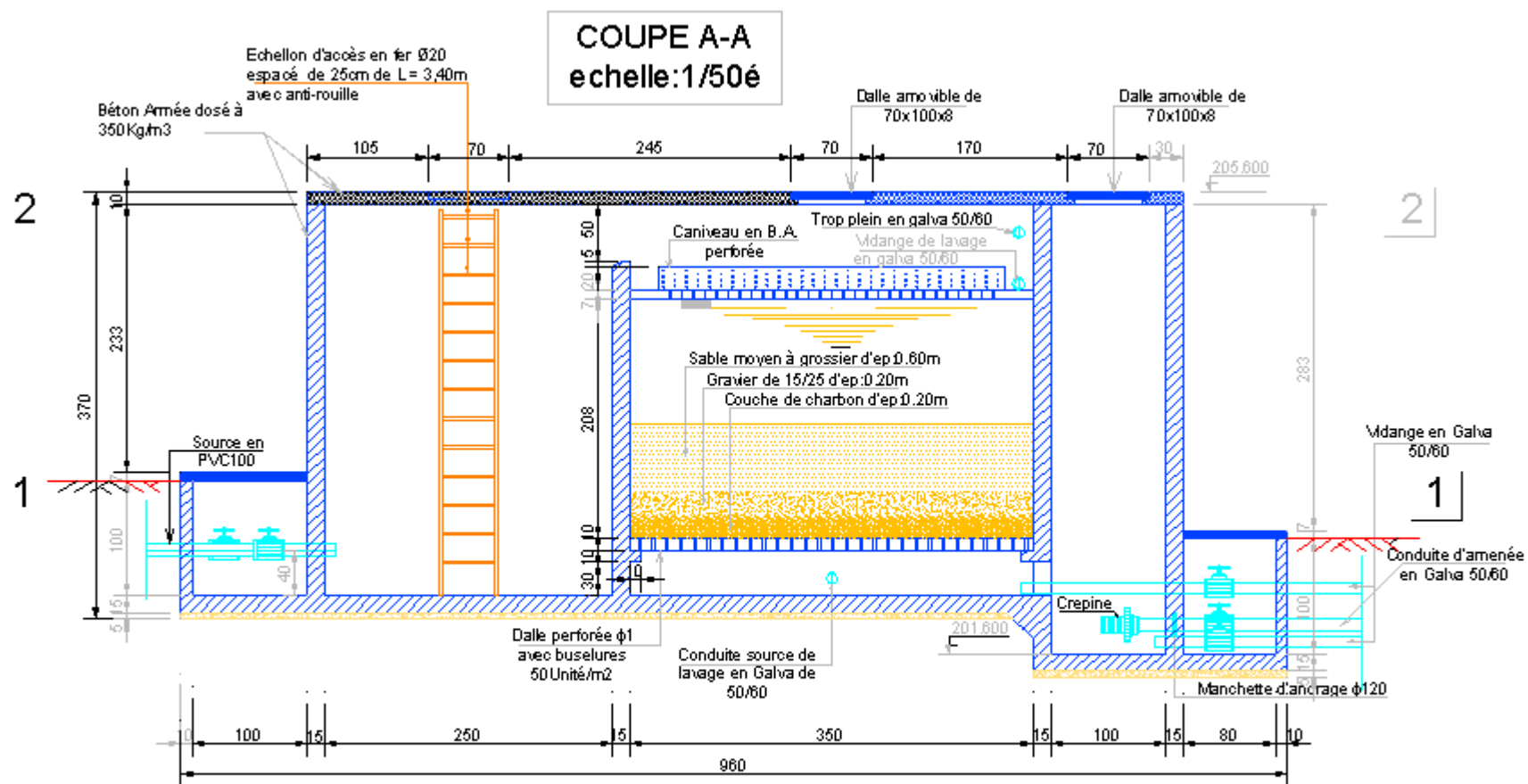
PLAN DE COUPE DE LAVOIR
PROJET AEP AMPEFY

ANDRINANTENAINA D. R

E.S.P.A

Echelle : 1/50è

07/04/09



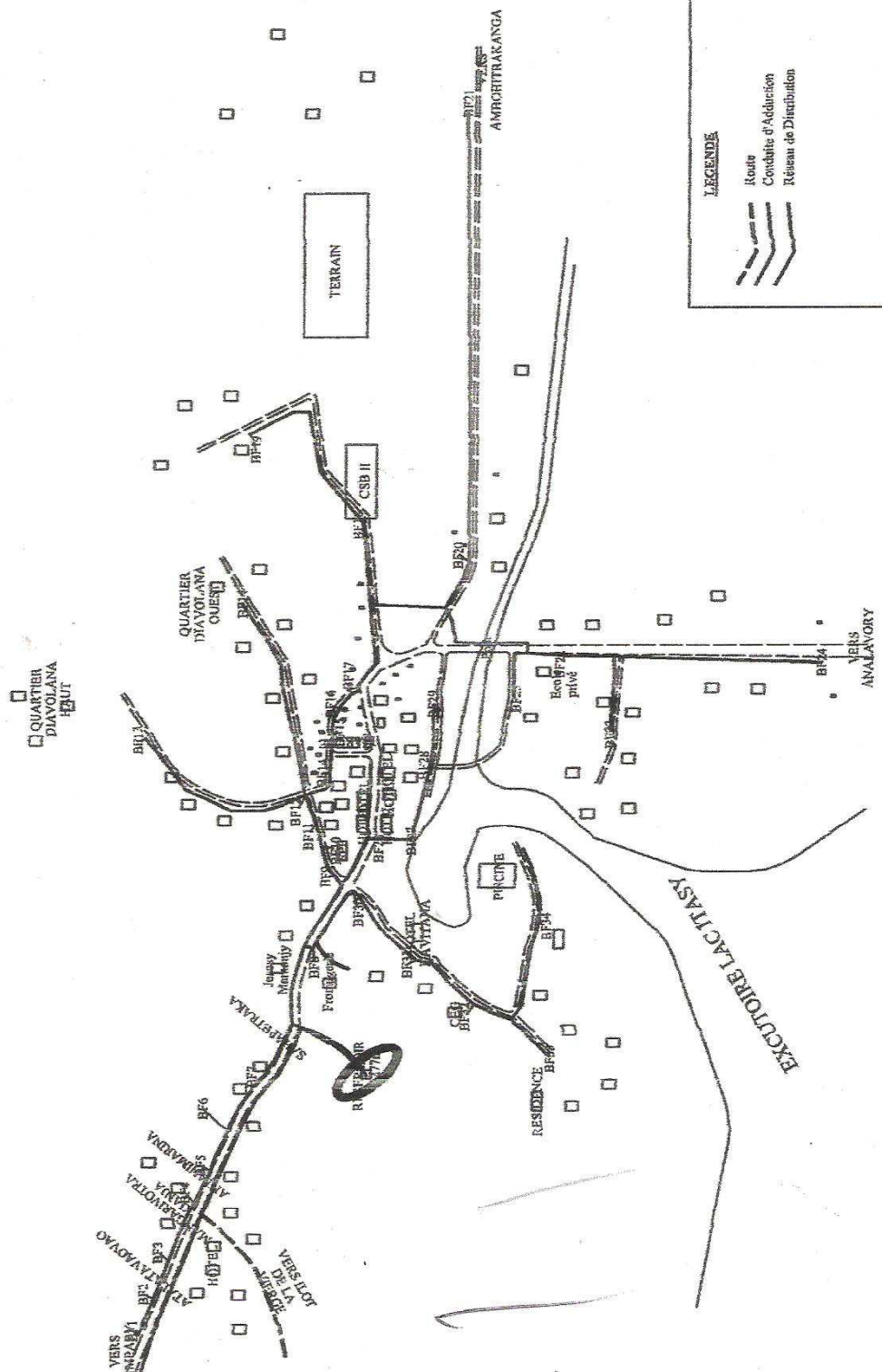
BASSIN DE FILTRATION AMPEFY

VUE EN COUPE DE BASSIN DE FILTRATION AEP AMPEFY	E.S.P.A
	Echelle : 1/ 50 ^e
	02 /04/ 09

PLAN DE MASSE ET PLAN DU RESEAU DE DISTRIBUTION

PTAGE
RETRAIVO

PLANE MASSE DU RESEAU D'AEP AMPEFY



PROFIL EN LONG

[illegible]

Profil en long n°	1
1	1
2	2
3	3
4	4
5	5
6	6
7	7
8	8
9	9
10	10
11	11
12	12
13	13
14	14
15	15
16	16
17	17
18	18
19	19
20	20
21	21
22	22
23	23
24	24
25	25
26	26
27	27
28	28
29	29
30	30
31	31
32	32
33	33
34	34
35	35
36	36
37	37
38	38
39	39
40	40
41	41
42	42
43	43
44	44
45	45
46	46
47	47
48	48
49	49
50	50
51	51
52	52
53	53
54	54
55	55
56	56
57	57
58	58
59	59
60	60
61	61
62	62
63	63
64	64
65	65
66	66
67	67
68	68
69	69
70	70
71	71
72	72
73	73
74	74
75	75
76	76
77	77
78	78
79	79
80	80
81	81
82	82
83	83
84	84
85	85
86	86
87	87
88	88
89	89
90	90
91	91
92	92
93	93
94	94
95	95
96	96
97	97
98	98
99	99
100	100

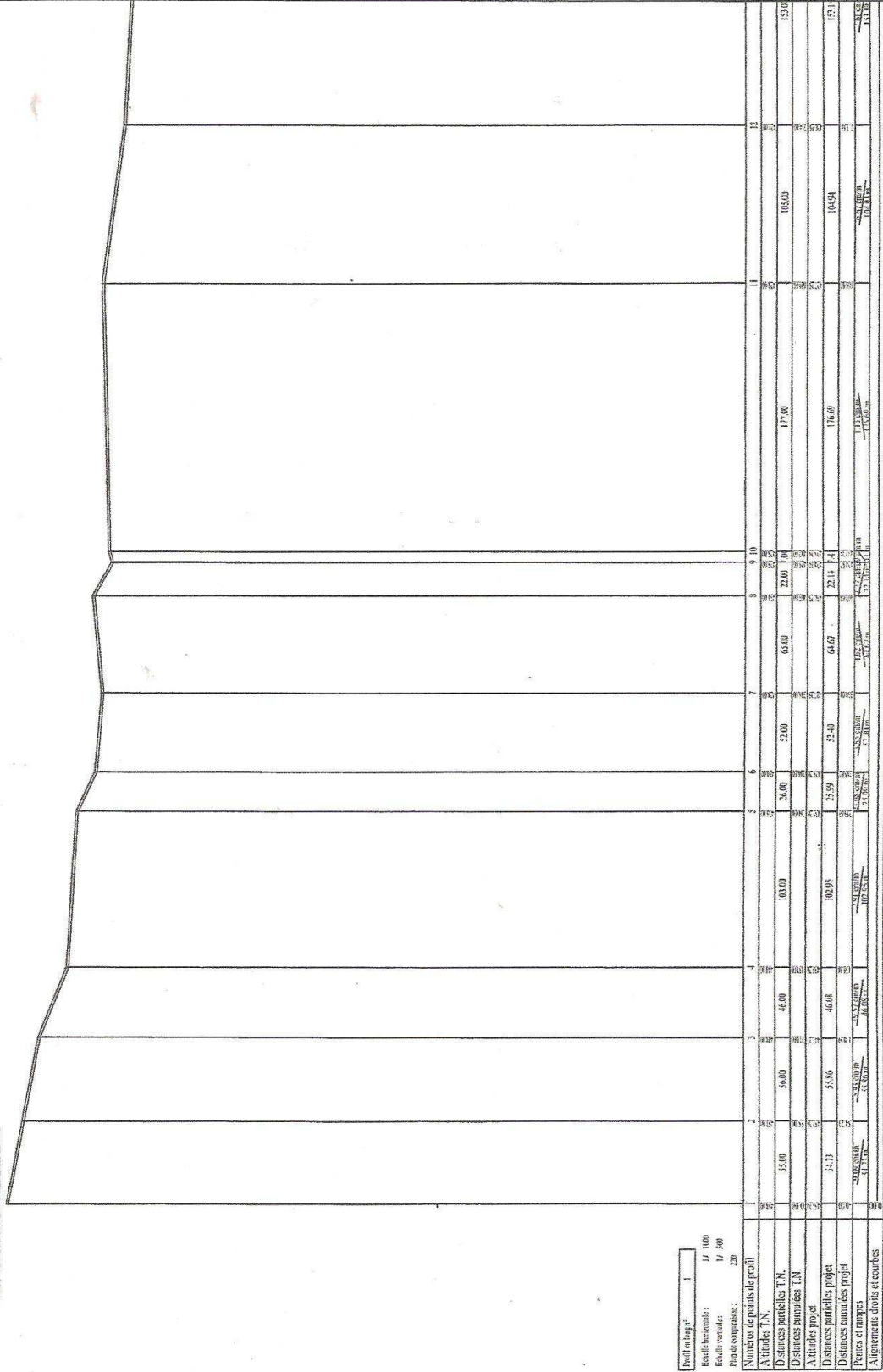
Echelle horizontale : - 1/ 1000

Echelle verticale : 1 / 500

Plan de comparaison : 360

[illegible]

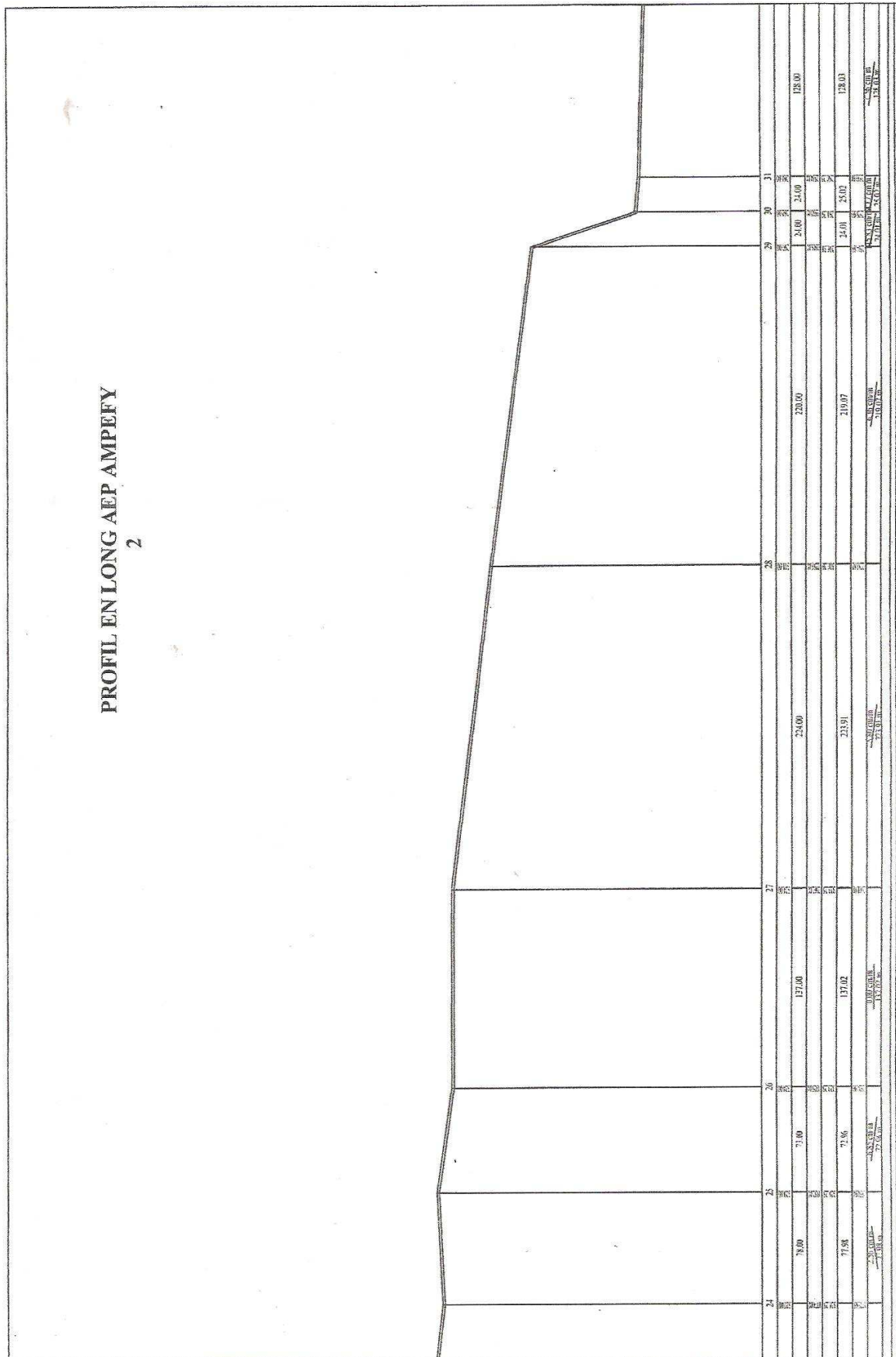
CAPTAGE AMBOHITRAIVO



Profil en long
 Echelle horizontale : 1/1000
 Echelle verticale : 1/500
 P.N. de comparaison : 220

[illegible][illegible]

2

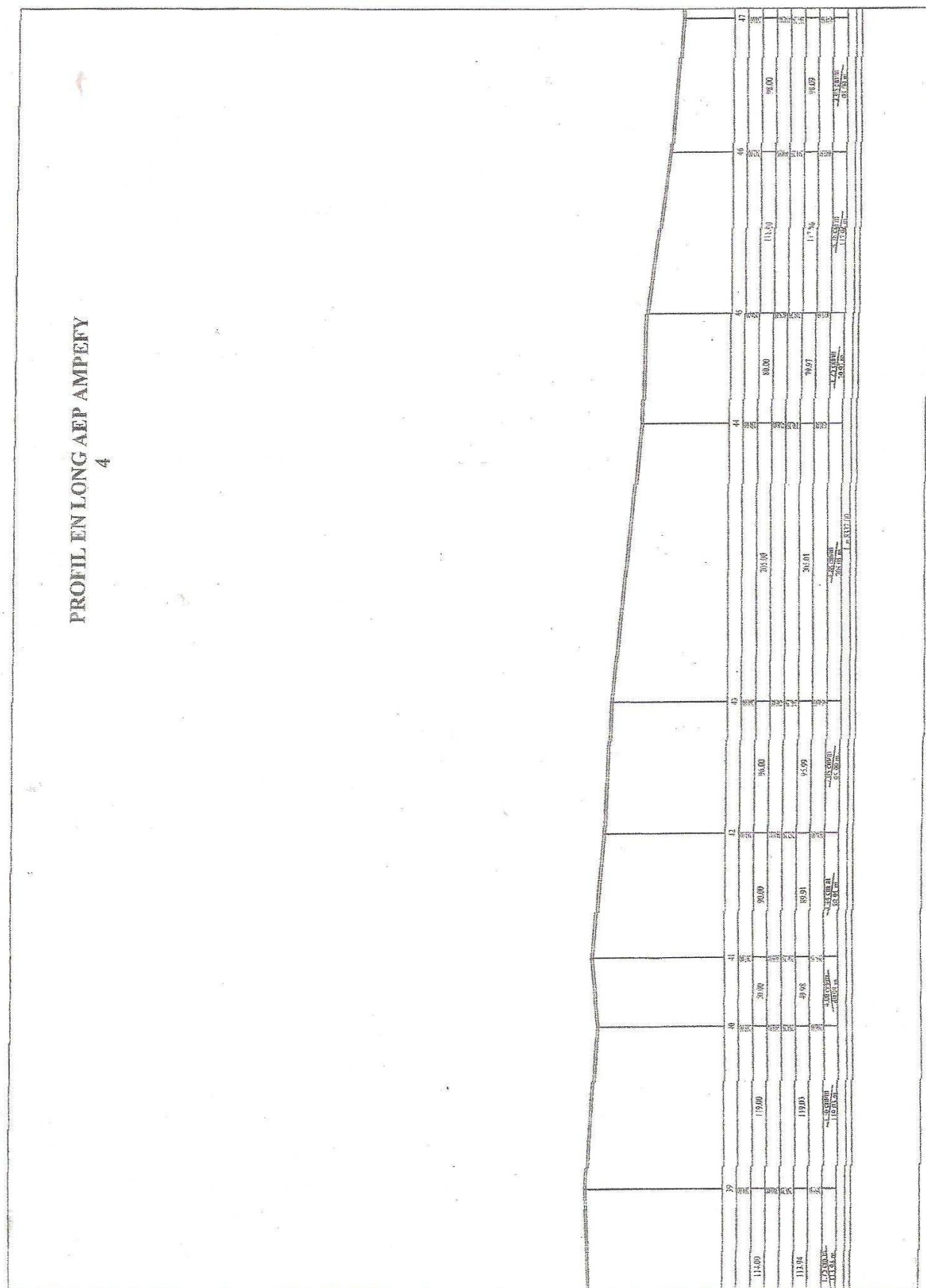


3

[illegible]

PROFIL EN LONG AEP AMPEFY

4



5

DATE 196
MAY 22 1964

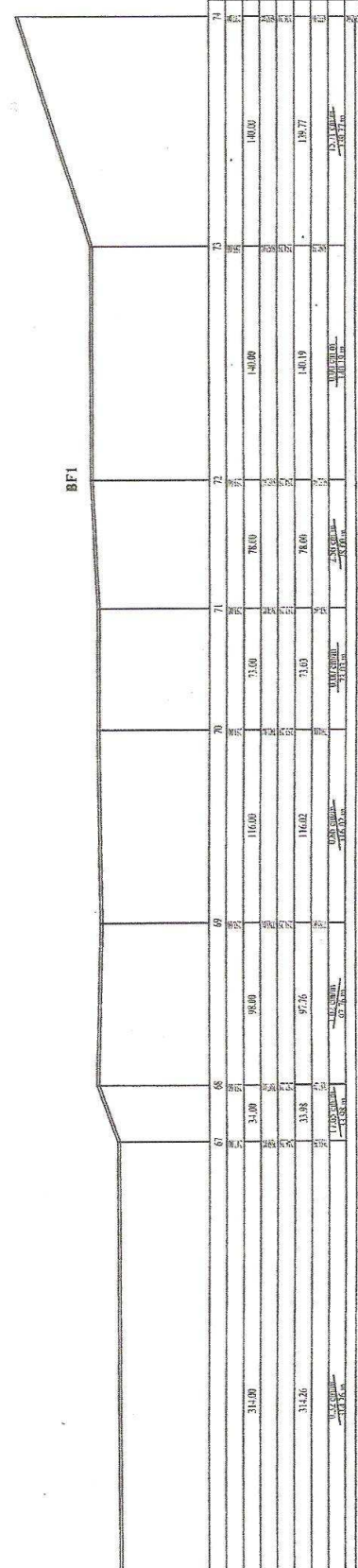
9

[illegible]

7

ANTANIMARINA - KIANJA

BF5	BF4	BF3	BF2
61	62	63	64
65	66	67	68
69	70	71	72
73	74	75	76
77	78	79	80
81	82	83	84
85	86	87	88
89	90	91	92
93	94	95	96
97	98	99	100
101	102	103	104
105	106	107	108
109	110	111	112
113	114	115	116
117	118	119	120
121	122	123	124
125	126	127	128
129	130	131	132
133	134	135	136
137	138	139	140
141	142	143	144
145	146	147	148
149	150	151	152
153	154	155	156
157	158	159	160
161	162	163	164
165	166	167	168
169	170	171	172
173	174	175	176
177	178	179	180
181	182	183	184
185	186	187	188
189	190	191	192
193	194	195	196
197	198	199	200
201	202	203	204
205	206	207	208
209	210	211	212
213	214	215	216
217	218	219	220
221	222	223	224
225	226	227	228
229	230	231	232
233	234	235	236
237	238	239	240
241	242	243	244
245	246	247	248
249	250	251	252
253	254	255	256
257	258	259	260
261	262	263	264
265	266	267	268
269	270	271	272
273	274	275	276
277	278	279	280
281	282	283	284
285	286	287	288
289	290	291	292
293	294	295	296
297	298	299	300
301	302	303	304
305	306	307	308
309	310	311	312
313	314	315	316
317	318	319	320
321	322	323	324
325	326	327	328
329	330	331	332
333	334	335	336
337	338	339	340
341	342	343	344
345	346	347	348
349	350	351	352
353	354	355	356
357	358	359	360
361	362	363	364
365	366	367	368
369	370	371	372
373	374	375	376
377	378	379	380
381	382	383	384
385	386	387	388
389	390	391	392
393	394	395	396
397	398	399	400
401	402	403	404
405	406	407	408
409	410	411	412
413	414	415	416
417	418	419	420
421	422	423	424
425	426	427	428
429	430	431	432
433	434	435	436
437	438	439	440



NOM : **ANDRIANANTENAINA**

Prénoms : Delphin Rodolphe

Titre du mémoire : **PROJET D'ADDUCTION D'EAU POTABLE DE LA COMMUNE RURALE
D'AMPEFY**

Nombre de pages : 143

Nombre de figures : 08

Nombre de carte : 03

Nombre de tableaux : 39

Nombre de photos : 01

RESUME

Pendant des années, la commune rurale Ampefy possède un potentiel économique et touristique important pour les habitants. L'Etat Malagasy a établi des cadres politiques et stratégiques pour le grand défis sur l'amélioration de l'accès à l'eau potable, l'assainissement et l'hygiène : amélioration de façon significative de l'accès à l'eau potable et à l'hygiène ; et l'engagement à prévoit d'approvisionner la population. De ce fait, le cadre de cette étude a permis de déterminer et résoudre le problème de santé de paysans et de savoir les ouvrages de captage directe adaptés au système. Mais les résultats d'analyses ne nous obligent à concevoir la chaîne de traitement compliqué. En outre le coût total de projet s'élève à une somme de 415717237 Ariary , l'étude financière du projet a permis de dégager le prix de vente de 1m³ d'eau à 802 Ar soit de 12 le prix de seau de 15 litre aux bornes fontaines (33 bornes fontaines). Le projet d'ADDUCTION est composé d'un captage type directe, La longueur de la conduite d'amener du captage jusqu'au réservoir : 8336m dont GALVA de longueur 338m de diamètre 76,8mm et PEHD de longueur 7998m de diamètre 76,8mm, 1 réservoir de 175 m³. La longueur totale de la conduite du réseau de distribution est de 9332 m réparti dans les 33 Bornes Fontaines.

Mots clés : AEP, Station de traitement, Ouvrage de captage, base de données, besoin, ressource, érosion, indicateurs.

Encadreur Pédagogique : Monsieur RANDRIANASOLO David Enseignant Chercheur à l'ESPA

Rapporteur de mémoire : Monsieur RAKOTOARIMANANA Enseignant Chercheur à l'ESPA

Adresse de l'auteur : Logt IIIE 84 Mahamasina sud ANTANANARIVO 101

Logt : 3 SF 25 VILLA FENO TSIROANOMANDIDY VILLE

Téléphone : 0320412567 - 0330231196