

LISTE DES ABREVIATIONS

ANGAP	: Association Nationale pour la Gestion des Aires Protégées
CNEAGR	: Centre Nationale d'Etudes Applications du Génie Rural
DEF	: Direction des Eaux et Forêts
FTM	: Foibe Taon-tsaritany eto Madagaskara
JIRAMA	: Jiro sy Rano Malagasy
MCH	: Microcentrale Hydraulique
M.E.C.I.E	: Mise en compatibilité des Investissements avec l'Environnement
M.T.P	: Ministère des Travaux Publics
NNS	: Niveau Normal Statique
O.N.E	: Office National de l'Environnement
ONG	: Organisation Non Gouvernementale
ORSTOM	: Office de Recherche Scientifique et Technique d'Outre Mer
PCH	: Petite Centrale Hydroélectrique
PGEP	: Plan de Gestion Environnemental du projet
PHE	: Plus Haute Eau
SDI	: Société de développement de l'IFANJA
SERP	: Société d'Etude et de Réalisation Multidisciplinaire
SIG	: Système d'Information Géographique
SME	: Système de Management Environnemental
TRI	: Taux de Rentabilité Interne
SDI	: Société pour la Développement de l'IFANJA

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Répartition journalière des valeurs des pluies en 24h.....	6
Tableau 2 : Résumé du caractère géologique du bassin versant du site	10
Tableau 3 : Répartition de la Population par âge et sexe.....	12
Tableau 4 : Répartition de la Population par activité.....	13
Tableau 5 : Répartition des enfants scolarisables	13
Tableau 6 : Les cultures avec la superficie cultivée, le rendement et la production annuelle .	14
Tableau 7 : les élevages	15
Tableau 8 : La santé animale	15
Tableau n°9 : Les heures de fonctionnement des appareils.....	18
Tableau n°10 : Tableau des Charges Estimatives Journalières	20
Tableau n°11 : Consommation d'énergie mensuelle et annuelle de chaque appareil	22
Tableau n°12 : Evolution de la demande en électricité du village d'Ampefy.....	25
Tableau n°14 : La répartition et les caractéristiques du bassin versant.....	38
Tableau n°15 : Rapport entre altitude et surface du bassin versant.....	40
Tableau n°16 : Débits moyens mensuels et annuels (m ³ /s).....	43
Tableau n°17 : Fréquences des crues	44
Tableau n°18 : Les vitesses maximales admissibles suivant la nature du lit du canal sont les suivantes	70
Tableau n° 19 : Facteurs d'ajustement du type de turbine pour petite centrale hydroélectrique	91
Tableau n°20 : Les résultats par rapport aux débits inférieurs, au débit, au rendement de pointe de la turbine	94
Tableau n°21 : Les résultats par rapport aux débits supérieurs au débit au rendement de pointe de la turbine	95
Tableau n°22 : Impacts potentiels sur le milieu physique.....	104
Tableau n° 23 : Impacts potentiels sur le milieu biologique	105
Tableau n°24 : Impacts potentiels sur le milieu humain	106
Tableau n°25 : Mesures d'atténuation des impacts négatifs.....	108
Tableau n°26 : Les structures et leurs représentants dans l'application de l'E.I.E.....	114
Tableau n°27 : Liste alphabétique des paramètres des calculs des coûts	120
Tableau n°28 : Résultats obtenus en utilisant la méthode d'évaluation des coûts par formules	121
Tableau n°29 : Devis estimatif obtenu par la méthode d'évaluation des coûts détaillée	122

LISTE DES FIGURES

Fig.1 : Localisation de la zone d'étude sur la carte FTM M.47 AU 1/100 000 ^e	5
Fig.2 : Diagramme des charges journalières	21
Fig.3 : Localisation de la nouvelle centrale hydroélectrique par la carte FTM M.47 au 1/100 000 ^e	34
Fig.4 : Localisation de la nouvelle centrale hydroélectrique par image aérienne n°354	35
Fig.5 : Courbe des débits naturels classés type	46
Fig.6a : Courbe des débits naturels classés 1	50
Fig.7b : Courbe des débits naturels classés 2	51
Fig.8 : Schéma d'une petite centrale hydroélectrique	54
Fig.9 : Courbe de sélection d'une turbine pour petite centrale hydroélectrique [Gulliver, 1991] .	90

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

LISTE DES ABREVIATIONS

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

SOMMAIRE

INTRODUCTION 1

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LA ZONE

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE 3

I.1.2 Limites géographiques et superficie du périmètre 3

I.2 MILIEU PHYSIQUE 3

I.2.1 CLIMAT 3

I.2.1.1 Pluviométrie 3

I.2.1.2 Température 7

I.2.2 Les sols 7

I.2.3 L'environnement 7

I.3 CONTEXTE CLIMATIQUE 7

I.4 CONTEXTE GEOLOGIQUE 8

I.5 CONTEXTE HYDROLOGIQUE 11

CHAPITRE II

ASPECT DEMOGRAPHIQUE ET ACTIVITES SOCIO-ECONOMIQUES

II.1 Généralités : 12

II.2 La population et les groupes cibles : 12

II.3 Les caractéristiques socio-économiques de base du milieu 13

II.3.1 La situation foncière 13

II.3.2 L'exploitation agricole 14

II.3.2.1 La riziculture 14

II.3.3.2 Autres cultures existantes 14

II.3.3.3 L'élevage 15

CHAPITRE III

BESOINS EN CONSOMMATION D'ENERGIE ELECTRIQUE

III.1 Consommation d'énergie électrique : 17

III.1.1 LUM-UD (lumière à usage domestique) 17

III.1.1.1 Pour les particuliers 17

III.1.1.2 Pour les établissements scolaires 18

III.1.1.3 Pour les établissements sanitaires 18

III.1.1.4 Pour les bâtiments administratifs 19

III.1.2 EP (Eclairage public) 19

III.1.3 Clients FMBT (Force motrice basse tension) 19

III.1.3.1 Décortiquerie 19

III.1.3.2 Poste soudure	19
III.2 La consommation mensuelle et annuelle pour chaque appareil	21
III.3 Perspective d'évolution de la demande	23
III.3.1 Méthode tendancielle.....	23
III.3.2 Méthode analogique	24
III.3.3 Méthode sectorielle.....	24
III.3.4 Choix de la méthode.....	24
III.4 Interprétation des résultats.....	26

CHAPITRE IV

REHABILITATION DE L'ANCIENNE CENTRALE HYDROELECTRIQUE

IV.1 SYSTEMES EXISTANTS ET ETATS DES LIEUX.....	27
IV.1.1 ACCESSIBILITE	27
IV.1.2 EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES	27
IV.1.2.1 PRISE D'EAU.....	27
IV.1.2.2 OUVRAGE D'AMENEE	27
IV.1.2.3 CHAMBRE DE MISE EN CHARGE	28
IV.1.3 USINE	28
IV.1.3.1 BATIMENTS	28
IV.1.3.2 EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES ET ELECTROMECHANIQUES.....	28
IV.1.4 LES RESEAUX MOYENNE TENSION ET DE BASSE TENSION.....	29
IV.1.5 CAUSE PROBABLE DES VANDALISMES ET VOLS.....	30
IV.2 REHABILITATION	31

CHAPITRE V

CONSTRUCTION D'UNE NOUVELLE CENTRALE HYDROELECTRIQUE

V.1 Généralités	33
V.2 Caractéristique du Site d'implantation du Barrage.....	36
V.1 Géologie du Site	36
V.2 Etude Topographique	36
V.3 Etude Hydrologique.....	36
V.3.1 Généralités	36
V.3.2 Bassins Versants de Surface	37
V.3.2.1 Délimitation du bassin versant :	37
V.3.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant.....	38
V.3.2.2.1 Répartition du bassin versant.....	38
V.3.2.2.2 Géométrie du bassin versant.....	38
V.3.2.2.3 Reliefs du bassin versant	40
V.3.2.2.4 La couverture végétale.....	41
V.3.3 Etude des Apports.....	41
V.3.3.1 Caractéristique de la rivière :	41
V.3.3.2 Données hydrométriques de bases :	42
V.3.3.3 Présentation des données Hydrométriques :	43
V.3.4 Estimation des débits :	43
V.3.4.1 Notion de période de retour	43
V.3.4.2 Débits des crues :	43
V.3.4.3 Débits d'étiages :	44
V.4.4 Débits caractéristiques :	45

CHAPITRE VI

DEBIT MOYEN TURBINABLE

VI.1 Généralités	46
VI.2 Type de courbe de débits (classés)	47
VI.2.1 Débit Exploitable Q_e :	47
VI.2.2 Débit réservé Q_r :	47
VI.2.3 Débit d'armement Q_m :	48
VI.3 Disponibilité du débit garanti	49

CHAPITRE VII

ETUDE TECHNIQUE

VII.1 Types de petites centrales hydroélectriques	52
VII.1.1 Centrales au fil de l'eau	52
VII.1.2 Centrales avec réservoir	53

CHAPITRE VIII

OUVRAGES DE GENIE CIVIL

VIII.1 Généralités	55
VIII.2 OUVRAGES DE PRISE ET DE REHAUSSEMENT	57
VIII.2.1 Ouvrage de rehaussement	57
VIII.2.1.1 Généralités	57
VIII.2.1.1.1 Rôle	57
VIII.2.1.1.2 Classification	57
VIII.2.1.1.3 Choix de l'emplacement	58
VIII.2.1.1.3.1 Conditions relatives à la topographie	58
VIII.2.1.1.3.2 Conditions géologiques	58
VIII.2.1.1.3.3 Conditions hydrologiques	58
VIII.2.1.1.4 Caractéristiques des barrages fixes	59
VIII.2.1.1.4.1 Forme des barrages poids	59
VIII.2.1.1.4.2 Dispositions constructives	59
VIII.2.1.1.4.2.1 Drainage du barrage	59
VIII.2.1.1.4.2.2 Ecrans d'étanchéité	60
VIII.2.1.1.4.2.3 Joints de contraction	60
VIII.2.1.1.4.2.4 Conditions d'emplois	60
VIII.2.1.1.4.2.5 Forces appliquées à chaque massif élémentaire	61
VIII.2.1.1.4.3 Autres type de barrage	61
VIII.2.1.1.4.3.1 Barrages en terre	61
VIII.2.1.1.4.3.2 Barrages en enrochements	62
VIII.2.1.2 Caractéristiques du barrage pour l'aménagement de l'IFANJA	63
VIII.2.1.2.1 Ouvrages annexes du Barrage	63
VIII.2.1.2.2 Ouvrages annexes du Barrage	64
VIII.2.1.2.2.1 Murs d'encaissement et mur d'aile	64
VIII.2.1.2.2.2 Enrochement anti-érosif et rideaux de pieux	64
VIII.2.2 Ouvrage de prise	64
VIII.2.2.1 Généralités	64
VIII.2.2.2 Ouvrage de prise d'eau pour l'aménagement de l'IFANJA	66
VIII.2.2.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage :	66
VIII.2.2.2.2 Caractéristique de la prise :	67
VIII.2.2.2.3 Radier	68

VIII.2.3 Canal d'amenée	68
VIII.2.3.1 Généralités	68
VIII.2.3.2 Dimensionnement du canal d'amenée :	68
VIII.2.3.3 Coefficient de rugosité du canal :	69
VIII.2.3.4 La vitesse de l'eau dans le canal :	69
VIII.2.3.5 La revanche :	70
VIII.2.3.6 Le principe de calcul du canal :	70
VIII.2.3.7 Les caractéristiques du canal d'amenée :	71
VIII.2.4 Ouvrages de raccordement	72
VIII.2.4.1 Généralités	72
VIII.2.4.2 Mouvement oscillatoire de l'eau dans un ouvrage de raccordement.....	72
VIII.2.4.3 Dimensionnement de la chambre de mise en charge.....	73
VIII.2.4.3.1 Largeur de la chambre	73
VIII.2.4.3.2 Capacité de la chambre de mise en charge.....	74
VIII.2.4.3.3 Surface de la chambre de mise en charge.....	74
VIII.2.4.3.4 Hauteur d'eau dans la chambre de mise en charge.....	75
VIII.2.4.3.5 Perte de charge au niveau des raccordements des conduites avec la chambre	76
VIII.2.4.3.5.1 Entrée dans la chambre de mise en charge	76
VIII.2.4.3.5.2 Entrée des conduites forcées.....	76
VIII.2.4.3.5.3 Résultats.....	77
VIII.2.4.4 Application à IFANJA	77
VIII.2.4.4.1 Surface minimum de la chambre de mise en charge	77
VIII.2.4.4.2 Hauteur maximale et minimale de l'eau dans la chambre de mise en charge	78
VIII.2.4.4.3 Caractéristiques de l'ouvrage	79
VIII.2.5 Conduite forcée.....	79
VIII.2.5.1 Dimensionnement de la conduite forcée :	80
VIII.2.5.1.1 Diamètre intérieur :	80
VIII.2.5.1.2 Perte de charge : (Perte de charge linéaire)	81
VIII.2.5.1.3 Perte de charge singulière :	81
VIII.2.5.1.4 Epaisseur de la conduite forcée	82
VIII.2.5.1.5 Supports des conduites :(Coude de 55°).....	83
VIII.2.5.1.5 Sellettes d'appuis :	84
VIII.2.5.1.6 Système de drainage	84

CHAPITRE IX

EVALUATION DE LA PUISSANCE

IX.1 Hauteur brute :	85
IX.2 Charge de pointe (électrique)	85
IX.3 Puissance installée.....	85
IX.4 Energie Productible	87

CHAPITRE X

EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES ET ELECTRIQUES

X.1 TURBINE	89
X.1.1 Taille de la roue de la turbine à réaction.....	92
X.1.2 Vitesse spécifique	92
X.1.3 Ajustement de la vitesse spécifique au rendement de pointe	93
X.1.5 Rendement de pointe de la turbine	93

X.1.6 Débit au rendement de pointe	93
X.1.7 Rendement aux débits inférieurs au débit du rendement de pointe	93
X.1.8 Chute du rendement à pleine puissance	94
X.1.9 Rendement à pleine puissance	94
X.1.10 Rendement aux débits supérieurs au débit au rendement de pointe	94
X.2 ALTERNATEUR	95

CHAPITRE XI

USINE

XI.1 CARACTERISTIQUE DE L'OUVRAGE	97
XI.2 Fondation	97
XI.3 Planchers	97
XI.4 Murs	97
XI.5 Toiture	97

CHAPITRE XII

ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

XII.1 INTRODUCTION	98
XII.2. ELABORATION DE L'ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL : (E.I.E).....	99
XII.1 Définition de l'environnement :	99
XII.3 Définition de l'Etude d'Impact Environnemental.....	99
XII.4 Définition de la notice d'impact	99
XII.5. LE CONTENU ET LES FONDEMENTS DE L'ETUDE D'IMPACT	100
XII.5.1 Décret MECIE.....	100
XII.5.2 Processus d'évaluation environnementale	100
XII.5.3 Contenu de l'EIE.....	100
XII.5.4 Objectifs	101
XII.6 ETUDE ET ANALYSE DE LA SITUATION ENVIRONNEMENTALE ACTUELLE DU SITE	102
XII.6.1 Etude des milieux récepteurs (voir généralité sur la zone d'étude)	103
XII.6.2 Situation environnementale actuelle des sites.....	103
XII.6.3 Effets négatifs de la situation actuelle.....	103
XII.6.3.1 Effets Sur L'environnement.....	103
XII.6.3.2 Effets socio-économiques	103
XII.7. IDENTIFICATION DES PRINCIPAUX IMPACTS DE LA REHABILITATION ET DE L'AMENAGEMENT SUR L'ENVIRONNEMENT	104
XII.7.1 Impacts environnementaux	104
XII.7.2 Impacts potentiels sur le milieu physique	104
XII.7.3 Impacts potentiels sur le milieu biologique	105
XII.7.4 Impacts potentiels sur le milieu humain	106
XII.8. Proposition des alternatives et mesures envisagées	107
XII.8.1 Mesures générales	107
XII.8.2 Mesures Spécifiques	108
XII.8.3 Evaluation des effets du projet sur l'environnement	114
XII.9 COUT DE LA PROTECTION ENVIRONNEMENTALE.....	115

CHAPITRE XIII
CALCUL DES COUTS

XIII.1 LA MÉTHODE DE CALCUL DES COÛTS PAR FORMULES	117
XIII.2 LA MÉTHODE D'ÉVALUATION DES COUTS DÉTAILLÉS	122

CHAPITRE XIV

CALCUL DE LA RENTABILITÉ ÉCONOMIQUE DU PROJET

XIV.1 BUT :	124
XIV.2 MÉTHODE DE TAUX DE RENTABILITÉ INTERNE.....	124
XIV.2.1 Hypothèses de base	124
XIV.2.2 Charges d'exploitation	125
XIV.2.3 Coût du projet.....	125
XIV.2.4 Les recettes d'exploitation.....	125
XIV.3 LE TAUX DE RENTABILITÉ INTERNE.....	125
CONCLUSION	127

NOTE DE CALCULS

ANNEXE I : OUVRAGE DE REHAUSSEMENT	133
ANNEXE II: DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE	140
ANNEXE III : DIMENSIONNEMENT DU CANAL D'AMENÉE	147
ANNEXE IV : CONDUITE FORCÉE :	148
ANNEXE V : CHAMBRE DE MISE EN CHARGE :	151
ANNEXE VI : DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE FORCÉE.....	158
ANNEXE VII : DEVIS ESTIMATIF DE LA RÉHABILITATION DE L'ANCIENNE CENTRALE	159
ANNEXE VIII : CALCUL DES COÛTS DE L'AMÉNAGEMENT.....	161
ANNEXE IX : TAUX DE RENTABILITÉ INTERNE DU PROJET.....	174

INTRODUCTION

La cuvette d'IFANJA était constituée de marais jusqu'au moment où vers le milieu des années 80 l'Etat malgache a pu trouver des financements pour son aménagement en rizières, construction des routes et des digues permettant de récupérer les marais existants.

Actuellement, elle est devenue un des principaux greniers à riz de cette partie Ouest du Faritany d'Antananarivo.

Lors de ces aménagements intégrés, une centrale hydroélectrique de 80 KW a été construite dans le petit vallon où prend source la rivière IKOTOMBOLO.

Malheureusement, l'organisme auquel a été confiée la gestion des installations de cette cuvette a abandonné, pour cause de litiges entre le concédant (l'état malgache) et le concessionnaire (le SDI).

De plus, le réseau de distribution est assez vaste alors la puissance de la microcentrale ne suffisait plus. La demande dépasse beaucoup l'offre et les recensements effectués par les différentes communes rurales de la cuvette d'IFANJA en 2004 montraient un nombre de prétendants aux nouveaux abonnements environ triple de ce qui ont été déjà branchés.

Maintenant, la population souhaite vivement la reprise de l'exploitation et de revoir l'électricité revenir dans leur circonscription.

La SERP-sarl a pris l'initiative de revoir la possibilité de réalimenter la cuvette en énergie hydroélectrique.

C'est pourquoi notre sujet d'étude" Aménagement hydroélectrique pour l'Alimentation en électricité des villages de la cuvette d'IFANJA".

L'objectif principal de l'étude est d'apprécier la capacité d'un ou plusieurs sites à satisfaire la demande de la population de la cuvette, puis de déterminer s'il serait intéressant de procéder à l'exécution de l'aménagement étudié du point de vue technico-économique.

Cette étude inclut une conception et une estimation des coûts de l'aménagement et une étude d'impact de la réalisation de l'aménagement sur son environnement.

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LA ZONE D'ETUDE

I.1 SITUATION GEOGRAPHIQUE

I.1.1 Localisation et accessibilité

Le périmètre d'IFANJA, objet de la présente étude se trouve dans la Cuvette d'IFANJA. Il est divisé en 2 communes rurales, la commune rurale d'ANOSYBE IFANJA et la commune rurale de SAROBARATRA dans la sous-préfecture de MIARINARIVO, Faritany d'ANTANANARIVO. Elles sont repérées sur la carte FTM 1/500.000^e sur la feuille 7 et M.47 au 1/100 000 (Fig.1) avec comme coordonnées Laborde (X=434, 10, Y=802) et (X=435, Y=806,08).

On accède à ces 2 communes pendant toute l'année par la route issue d'Analavory bifurquant vers l'Ouest en passant par le lac de Mahiatrondro et puis par le col d'Ingilomby. Des routes digues sillonnent la cuvette avec des passages à gué et des digues submersibles.

I.1.2 Limites géographiques et superficie du périmètre

La cuvette d'IFANJA se trouve sur la rive gauche de la rivière Ikotombolo. Elle est entourée par une chaîne de montagne ininterrompue. C'est pourquoi on lui a octroyé le surnom de « cuvette d'IFANJA ». Elle est piégée entre ces montagnes et prend ainsi la forme d'une cuvette.

Le périmètre s'étend jusqu'à 5600 ha avec plus de 90% cultivés. C'est l'un des greniers de Madagascar en matière de riziculture.

I.2 MILIEU PHYSIQUE

I.2.1 CLIMAT

I.2.1.1 Pluviométrie

La pluviométrie moyenne est de 1500 mm. La pluviométrie tombant durant la saison de pluie qui s'étale du mois d'Octobre au mois d'Avril représente 85% de la pluviométrie moyenne. Aucune station météorologique n'est présente sur la zone

d'étude actuellement. Alors, les pluies tombées sur le périmètre d'IFANJA sont évaluées à partir des données observées à la station pluviométrique de Miarinarivo. Cette station dispose d'une longue série d'observations (1961-1988).

Les valeurs de ces données observées ont été obtenues auprès du service Météorologique National à Antananarivo (tableau n°1).

LOCALISATION DE LA ZONE D'ETUDE

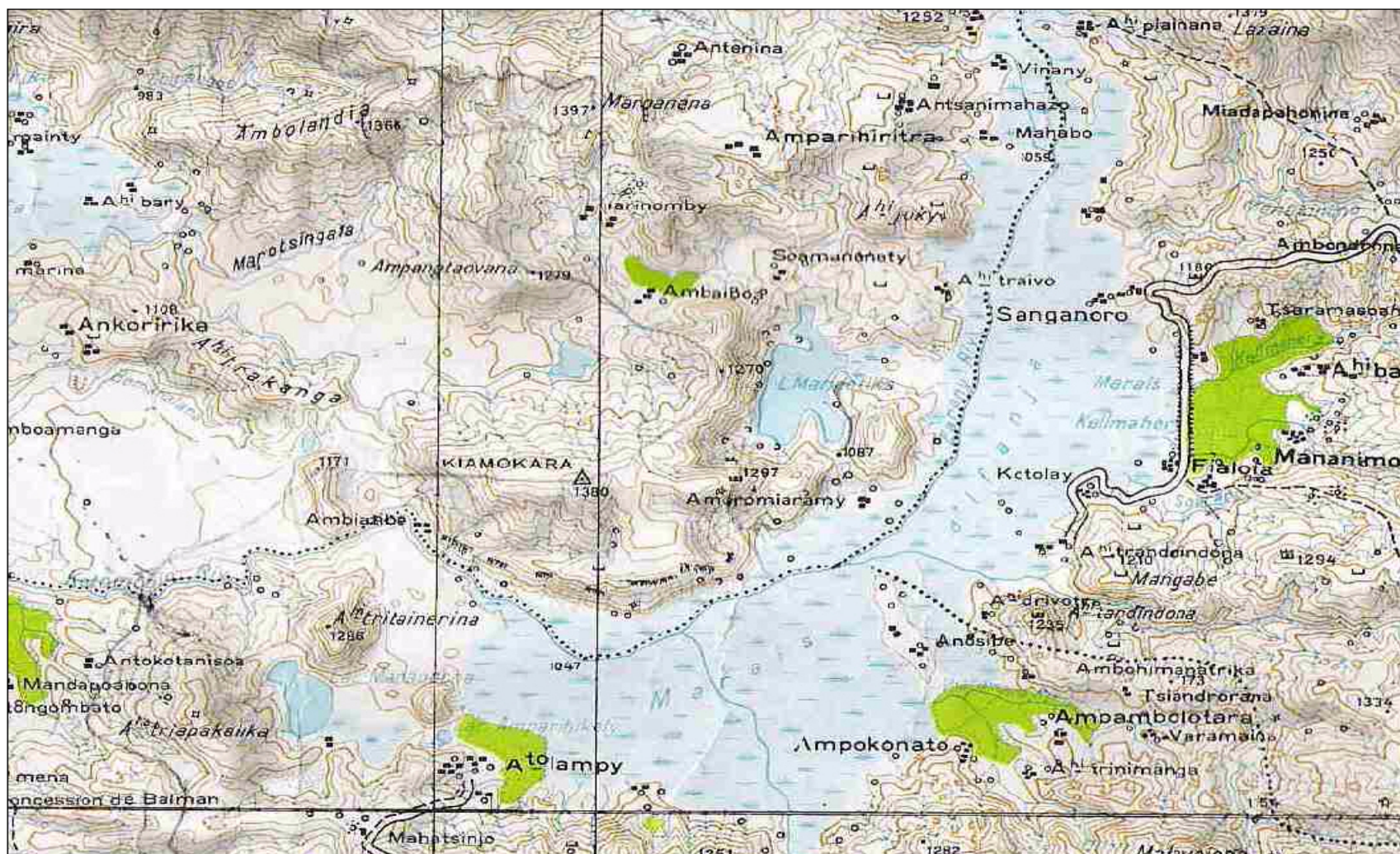


Fig.1 : Localisation de la zone d'étude sur la carte FTM M.47 AU 1/100 000^e

Tableau 1 : Répartition journalière des valeurs des pluies en 24h.

STATION : Miarinarivo

ANNEES : 1961-1988

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
Normal (Hauteur de P)	281,9	253,5	193,1	66,5	26,2	5,7	11,7	8,6	6,0	57,6	143,5	299,0
Nombre De Jours	16,7	16,0	17,3	6,4	3,6	2,2	2,4	1,7	2,4	8,1	13,8	19,1
Max de 24h	173,0	173,0	87,9	56,6	36,8	10,1	33,4	27,1	14,1	55,3	78,1	85,7
Jour/année	20/1980	11/1980	18/1961	03/1965	31/1963	10/1966	14/1965	19/1965	25/1973	05/1976	13/1975	30/1966

(Source : Station Météorologique d'Ampandrinomby Antananarivo)

I.2.1.2 Température

La température annuelle est nettement inférieure à 20°C. Ponctuellement, la minimale mensuelle est comprise entre 5°C et 10°C.

L'évapotranspiration potentielle est comprise entre 800 et 1000mm.

I.2.2 Les sols

Topographiquement, le périmètre s'intègre dans le marécage de la rivière Ikotombolo qu'il longe. La rivière Ikotombolo inonde de temps en temps les rizières en période de crue. Les sols sont donc constitués d'alluvions et de sable, arrachées aux bassins versants, et évoluent par suite à la forte pluviométrie, rapidement vers une acidification et ferralitisation avancées.

Ces sols sont les plus fertiles de la région. Malheureusement, les rizières commencent à s'ensabler.

I.2.3 L'environnement

Les bassins versants de la vallée d'Ikotombolo sont presque dénudés. Il n'existe plus que quelque couverture formée de savane herbeuse en touffes, témoin du passage répété des feux de brousse. Des apports de sable s'observent actuellement dans le périmètre, issus de ces petits bassins. Des actions environnementales sont présentes mais non encore suffisantes. Des mesures très strictes doivent maintenant être entreprises. L'étude environnementale fait l'objet d'un rapport spécifique. Un diagnostic, une recherche de solutions et les actions à entreprendre seront explicités.

I.3 CONTEXTE CLIMATIQUE

D'après la classification des régions climatologiques de Madagascar réalisée en 1993 par l'IDR, la zone d'étude appartient à la région humide avec un climat d'altitude. La région humide correspond aux Hautes Terres Centrales, et un climat d'altitude règne sur le massif montagneux de l'Ankaratra.

Les précipitations moyennes sont entre 1200 et 1400 mm. La saison sèche dure 6 mois.

Nous exploiterons dans le cadre de cette étude les données du station de Miarinarivo, située à l'Ouest de la zone qui nous intéresse pour les études des caractéristiques du bassin versant et les données du livre : "Fleuve et rivière de Madagascar " de l'ORSTOM pour les études des débits de la rivière Ikotombolo.

I.4 CONTEXTE GEOLOGIQUE

Les hautes terres centrales longtemps désignées sous le terme de hauts plateaux malgaches où se trouve notre zone d'étude présente un relief très varié : « hautes plaines d'alluvions, collines monotones empâtées de latérite, massifs compacts, grands dômes isolés, crêtes aiguës et dentelles, reliefs en pain de sucre ou en cornes, buttes aux sommets tabulaires ». En fait, de véritables plateaux, il n'existe que quelques formes d'aplatissement dont l'altitude varie de 1000 à 1850 m et qui ne couvrent, en définitive, qu'une surface relativement restreinte. L'altitude minimum de notre zone d'étude est de 1050 m et le maximum relevé est de 1500 m. Notre zone d'étude forme un ensemble très complexe dont les formes de relief ont pour origine, d'une part, le jeu de l'érosion différentielle qui laisse des granites en saillie au dessus des roches encaissantes, les gneiss et les micaschistes jouant le rôle de matériaux de faible résistance et, d'autre part, les constructions volcaniques récentes qui se sont surimposées au socle.

Elle est parmi les zones déprimées qui sont dues à des barrages mis en place par les éruptions volcaniques et qui ont créé des lacs dont la vidange incomplète laisse des zones plates à fond marécageux et à hydrographie indécise.

Son bassin est situé sur des roches éruptives et métamorphiques latéralisées et une vaste zone alluviale dépressionnaire (10% du bassin) correspond à l'assèchement d'un ancien lac quaternaire après érosion du verrou constitué par une coulée basaltique. Néanmoins, les formations cristallines sont à prendre en considération.

Les matériaux de projection (dépôts liés à des éruptions explosives) sont abondants, mais ils ont été particulièrement affectés par les processus d'altération. D'ailleurs, à l'exception de quelques affleurements, la majorité des roches volcaniques de l'IFANJA sont très altérées superficiellement et transformées en terre rouge. Ce sont les Basanitoïdes et les basanites.

Les Basanitoïdes qui sont des roches grisâtres à phénocristaux d'olivine, de magnétite titanifère et de pyroxène

Les basanites qui sont des basaltes à feldspathoïdes essentiellement de néphéline. Ce sont des roches mésocrates sombres à structure microlitique c'est-à-dire à cristaux allongés appelées microlites.

A l'aide de la carte numérique fournit par la FTM connu sous le nom de Bd 500 et le logiciel Mapinfo qui est un logiciel de système d'information géographique très puissant (SIG), que nous pouvons déduire les répartitions statistiques des caractéristiques géologiques que constituent le bassin de la cuvette d'IFANJA en relation avec l'aménagement proposé.

Le résultat est représenté sous forme de tableau pour faciliter sa lecture.

Tableau 2 : Résumé du caractère géologique du bassin versant du site

Source : Bd 500

Pourcentage	Ensemble	Lithologie	Ere	Système	Source	Localité	Groupe- série
55%	Métamorphisme	Gneiss Micaschistes Migmatites à graphite		Graphite	Géologie- Bésaire		Ambatolampy
08%	Volcanisme	Basanites Basanitoïdes	Quaternaires		Géologie- Bésaire	Itasy Antsirabe	
22%	Sédimentaire	Alluvions Sables	Quaternaires	Environnement continental et fluvatile	Géologie- Bésaire		
15%	Plutonisme Métamorphisme	Migmatites		Graphite	Géologie- Bésaire		

I.5 CONTEXTE HYDROLOGIQUE

La zone d'étude appartient au grand bassin versant de la Tsiribihina dont la superficie est de 49 800 km². La Tsiribihina est le troisième système fluvial de Madagascar de par sa longueur, et par ses débits, le deuxième fleuve après la Betsiboka.

Les bassins supérieurs de la Mania et de la Mahajilo draine les hauts plateaux du socle dont le massif de l'Ankaratra fait partie. La zone d'étude appartient plus précisément au sous-bassin versant de la rivière Mahajilo.

L' Ikotombolo, affluent de la SAKAY, draine la plaine marécageuse d'IFANJA au milieu de laquelle est située la station de contrôle d'ORSTOM qui a été abandonnée à partir de l'année 1984.

CHAPITRE II

ASPECT DEMOGRAPHIQUE ET ACTIVITES SOCIO-ECONOMIQUES

II.1 Généralités :

Les études démographiques et socio-économiques ont été réalisées sur la base des résultats de l'enquête qu'on a pu menée et des documents communaux disponibles dans les 2 communes de la cuvette. Elles traitent successivement de :

- La population et les groupes cibles
- Les caractéristiques socio-économiques de base du milieu

Cependant, ces différents volets seront considérés dans leur ensemble dans le but de faciliter la programmation cohérente des activités à mettre en œuvre et simultanément d'aider à la prise de décision.

II.2 La population et les groupes cibles :

La population dans les 2 communes qui subdivisent la cuvette d'IFANJA est les bénéficiaires du projet. Ils sont rattachés administrativement au district de Miarymarivo dans la région de l'Itasy. La cuvette d'IFANJA compte 33 600 habitants. La population est presque totalement des Merina. Sur les 33 600 habitants, 54,60% sont du sexe féminin et 45,40% du sexe masculin. Le tableau 3 ci-après récapitule les caractéristiques de la population.

Tableau 3 : Répartition de la Population par âge et sexe

Sexe	0-5 ans	5-18 ans	18-60 ans	+ de 60 ans	Total	%
Masculin	2 684	3 070	8694	894	15 342	45 ,40
Féminin	2 792	2 898	11 794	774	18 238	54,60
Total	4 476	3 968	20 488	1 668	33 600	100
%	17,26	18,81	58,68	05,25	100	

Tableau 4 : Répartition de la Population par activité

	Paysans	Commerçants	Fonctionnaires	Salariés	Transporteur	Artisan	Total
Nombre	33 196	224	32	98	20	50	33 600
%	98,47	0,81	0,11	0,35	0,06	0,18	100

Tableau 5 : Répartition des enfants scolarisables

Nombre enfants scolarisables 6 ans et plus	Nombre enfants scolarisés	%
12 208	6 240	51

Le taux de scolarisation est moyennement élevé par rapport à la zone rurale malgache. Du côté sanitaire, l'encadrement des enfants en matière de vaccination est assuré à 100%. Le paludisme y sévit mais à un taux tolérable de présence d'environ 12%. La population active peut être évaluée à 54% de la population totale. Cette situation met en évidence d'une part une population jeune et, d'autre part une population à charge encore élevée.

II.3 Les caractéristiques socio-économiques de base du milieu

Paysans propriétaires des terres, les agriculteurs dans la cuvette d'IFANJA ne sont pas sensibles aux différentes actions de développement mises en œuvre. Cependant le degré de motivation varie d'un village à l'autre.

II.3.1 La situation foncière

Toutes les terres cultivables sont soumises au régime de faire valoir direct. Les problèmes d'occupation des terres ne se posent pas encore dans la zone alors qu'aucun enregistrement cadastral n'est à ce jour enregistré ; c'est-à-dire que la singulière stabilité sociale dans le périmètre, peut à elle seule, se faire valoir de règle de propriété.

II.3.2 L'exploitation agricole

II.3.2.1 La riziculture

La riziculture irriguée constitue la principale spéculation dans la zone. Au total, la surface exploitée actuellement est de 5246ha. La cuvette d'IFANJA est l'un des greniers de la Faritany d'ANTANANARIVO et on le reconnaît par son nom « Grenier du moyen Ouest ». La taille d'une famille varie de 8 à 12 membres en général, le périmètre fait donc vivre environ 33 600 personnes.

La riziculture traditionnelle prédomine. Le rendement est moyennement bon dû à l'irrigation jusqu'à l'ordre de 6t/ha.

II.3.3.2 Autres cultures existantes

Maïs, haricot, Pomme de terre, Manioc, Saonjo sont les autres principales cultures pratiquées par les exploitants dans la cuvette. Quelques minuscules parcelles de cultures maraîchères existent mais la production est destinée uniquement à l'autoconsommation, et leur exploitation est réservée aux femmes et aux enfants.

Tableau 6 : Les cultures avec la superficie cultivée, le rendement et la production annuelle

Culture	Surface cultivée (ha)	Rendement (T/ha)	Production (T)
Riz	5 000	6	25 000
Maïs	40	2	80
Haricot	56	3	168
Pomme de terre	20	1,5	30
Manioc	120	6	720
Tarot	10	1	10

A signaler que la culture pratiquée est du type irrigué.

II.3.3.3 L'élevage

L'élevage bovin y est prépondérant dans le but de son utilisation aux piétinages des rizières et de son importance aux cérémonies traditionnelles. L'élevage d'Akoho Gasy constitue une activité d'appoint, ne servant pas à l'autoconsommation comme le cas de l'élevage Porcins mais une source de revenu monétaire. L'aviculture est classique ; elle fournit le menu familial pour les occasions exceptionnelles.

Tableau 7 : les élevages

Cheptel	Nombre	Localisation	Nombre d'éleveurs
Bovins	7 882	Tous Fokontany	1 724
Porcins	1 262	Tous Fokontany	260
Ovins et caprins	54	Tous Fokontany	4
Akoho Gasy	27 640	Tous Fokontany	6 898
Volailles d'eau	4 020	Tous Fokontany	104
Vers à soie	Néant	Tous Fokontany	Néant

Sur le plan de la santé animale et la situation zoo sanitaire, la couverture vaccinale est représentée comme suit :

Tableau 8 : La santé animale

Cheptel	Bovins	Porcins	Akoho Gasy
Couverture vaccinale %	95	75	80

Les problèmes majeurs de l'élevage sont :

- pâturage difficile sur les tanety, pas de progression sur les méthodes d'élevage formation traditionnelle, absence des techniciens formateurs alors que du temps de la CDI, l'encadrement logistique et en techniciens avait bien existé.
- insuffisance de soins sur les maladies provoquées par l'inexistence des postes vétérinaires formels, et des médicaments
- problème de la sécurisation des bestiaux : voleurs et dahalo

Les solutions déjà proposées sont :

- amélioration des plantes fourragères, ouverture de poste d'élevage et centre de documentation pour les éleveurs
- amélioration de la collaboration entre les autorités, techniciens, forces armées et les Andrimasompokonolona

CHAPITRE III :

BESOINS EN CONSOMMATION D'ENERGIE ELECTRIQUE

III.1 Consommation d'énergie électrique :

Comme nous l'avons signalé ci dessus, la région d'IFANJA est privée d'électricité actuellement. Alors, les données suivantes sont les résultats de l'enquête que nous avons pu mener dans quelques ménages cibles dans les 7 villages clés de la cuvette (Ampahimanga, Anosibe, Sanganoro, Sarobaratra, Fialofa, Anosondry et Antaninandro) et par analogie avec d'autres secteurs disposants d'électricité 24h/24h.

III.1.1 LUM-UD (lumière à usage domestique)

III.1.1.1 Pour les particuliers

D'après les informations recueillies, nous avons les données de base suivante :

- 82% de la population sont d'accord pour le projet d'électrification dont 18686 habitants d'où 15323 habitants pour les 7 villages clés. En raison de 9 individus en moyenne par ménage, de 2 ménages par toit et 3 pièces par toit en moyenne nous avons alors :

$$\frac{15323}{9 \times 2} = 852 \text{ toits}$$

- La consommation des ménages est relevée à partir des maisons typiques :
 - 40%de la population ont des équipements d' éclairages : 3 lampes de 60w soit 180w
 - 40%de la population ont des équipements minimum : 3 lampes de 60w + sono+ Fer à repasser soit 890w
 - 20% de la population ont des équipements moyennement confort : 3 lampes de 60w + sono + Fer à repasser + Réfrigérateur + TV soit 1090w

La puissance nominale de chaque appareil se trouve sur son emballage et est donnée dans le tableau n°9 ci-après.

La puissance appelée est la puissance totale consommée par heure par l'ensemble de la population intéressée.

Tableau n°9 : Les heures de fonctionnement des appareils

Appareil	Puissance Nominale (w)	Puissance appelée (Kw)	Heures par jour
Réfrigérateur	100	17,04	0h à 24h
Ampoule	60	153,36	04h à 06h et 17h à 22h
Fer à repasser	700	119,28	06h à 08h et 12h à 14h
Télévision	100	17,04	05h à 08h, 12h à 14h et 17h à 22h
Sono	10	5,12	0h à 24h

III.1.1.2 Pour les établissements scolaires

Il y a 6 établissements scolaires avec 54 salles, éclairés chacun par une ampoule de 100w chacune, mise en marche de 16h à 19h. Alors la puissance totale consommée par heure est de 5,4 Kw.

III.1.1.3 Pour les établissements sanitaires

Il y a 4 bâtiments avec 40 salles en total. Les salles sont éclairées par une ampoule de 60w chacune de 17h à 06h du matin et avec les équipements suivants :

- réfrigérateur de 0,3 Kw mis en marche 24h/24h
- Divers outillages sanitaires évalués à 1,2 Kw considérés comme en marche 24h/24h

III.1.1.4 Pour les bâtiments administratifs

Il n'y a que 2 bâtiments composés de 10 lampes de 100w chacun mis en marche de 16h à 19h le soir.

III.1.2 EP (Eclairage public)

On suppose installée 16 ampoules de 100w s'allumant de 18h à 5h du matin, la puissance totale consommée par heure de l'éclairage public est alors de 1,6 KW.

III.1.3 Clients FMBT (Force motrice basse tension)

III.1.3.1 Décortiquerie

Il y a 10 décortiqueries de puissance 11 Cv ou bien 8,096 Kw chacune d'où 80,96 Kw au total, mise en marche de 08h à 12h et 14h à 17h.

III.1.3.2 Poste soudure

Il y a 3 postes soudures alimenté de 2Kw chacun d'où 6Kw au total, mis en marche de 08h à 12h et 14h à 17h.

Tableau n°10 : Tableau Des Charges Estimatives Journalières

Heures	Somme de P (Kw)	Total
0-1	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+1,6	27,66
1-2	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+1,6	27,66
2-3	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+1,6	27,66
3-4	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+1,6	27,66
4-5	17,04+5,12+153,36+2,4+0,3+1,2+1,6	181,02
5-6	17,04+5,12+153,36+17,04+2,4+0,3+1,2	196,46
6-7	17,04+5,12+119,28+17,04+2,4+0,3+1,2	162,38
7-8	17,04+5,12+119,28+17,04+2,4+0,3+1,2	162,38
8-9	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+80,96+2	109,02
9-10	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+80,96+2	109,02
10-11	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+80,96+2	109,02
11-12	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+80,96+2	109,02
12-13	17,04+5,12+119,28+17,04+2,4+0,3+1,2	162,38
13-14	17,04+5,12+119,28+17,04+2,4+0,3+1,2	162,38
14-15	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+80,96+2	109,2
15-16	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+1+80,96+2	110,2
16-17	17,04+5,12+5,4+2,4+0,3+1,2+1+80,96+2	115,6
17-18	17,04+5,12+153,36+17,04+5,4+2,4+0,3+1,2+1	202,86
18-19	17,04+5,12+153,36+17,04+5,4+2,4+0,3+1,2+1+1,6	204,46
19-20	17,04+5,12+153,36+17,04+2,4+0,3+1,2+1,6	204,46
20-21	17,04+5,12+153,36+17,04+2,4+0,3+1,2+1,6	204,46
21-22	17,04+5,12+153,36+17,04+2,4+0,3+1,2+1,6	204,46
22-23	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+1,6	27,64
23-24	17,04+5,12+2,4+0,3+1,2+1,6	27,64

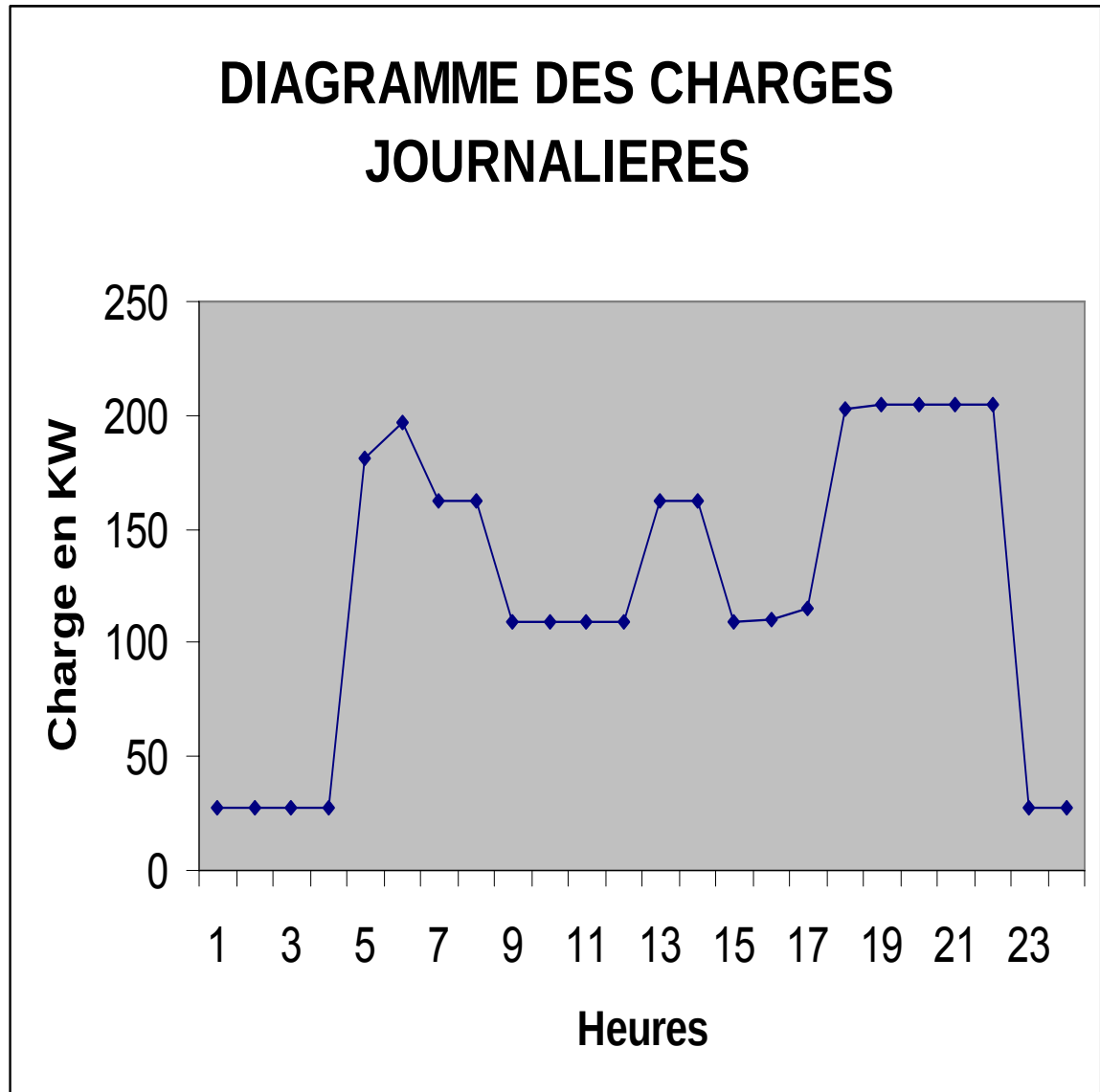


Fig.2 : Diagramme des charges journalières

En résumé, la puissance appelée nette que doit fournir la centrale à l'année 0 de la mise en marche est de 204,46 Kw.

III.2 La consommation mensuelle et annuelle pour chaque appareil

Cette rubrique calcule les besoins mensuels et annuels de chaque appareil en énergie.

La consommation mensuelle est la puissance totale consommée par les bénéficiaires pendant un mois, d'où :

$$\text{Consommation mensuelle (annuelle)} = \text{Puissance appelée} \times \text{heure par jour} \times \text{nombre de jour du mois (de l'année égale à 365 jours)}$$

Tableau n°11 : Consommation d'énergie mensuelle et annuelle de chaque appareil

Appareil		Puissance appelée (Kw)	Heure par jour	Consommation mensuelle (Mwh)	Consommation annuelle (Mwh)
Réfrigérateur		17,1	24	12,3	149,3
Ampoule		153,4	7	32,3	391,9
Fer à repasser		120	4	14,4	174,7
Télévision		17,1	10	5,2	63,1
Sono		5,2	24	3,8	46,1
Etablissement scolaire (Ampoule)		5,4	3	0,5	6,4
Etablissement sanitaire	Ampoule	2,4	13	9,4	113
	Réfrigérateur	0,3	24	0,3	2,6
	Outillages sanitaires	1,2	24	0,9	3,7
Bâtiments administratifs (Ampoule)		1	3	0,09	1,1
Eclairage public (EP)		1,6	11	0,6	7,3
FMBT	Décortiqueur	122	7	25,7	311,9
	Poste soudure	2	7	0,5	6,1

III.3 Perspective d'évolution de la demande

En tenant compte de toutes les données et de toutes les informations recueillies et éventuellement complétées, on propose une méthodologie adaptée pour établir les prévisions de demande et de puissance, pour une période de n années à partir de la mise en service de l'aménagement. Les différentes méthodes adoptées pour l'établissement de la prévision de la demande et de la puissance sont :

- La méthode tendancielle
- La méthode analogique
- La méthode sectorielle

III.3.1 Méthode tendancielle

L'étude doit suivre les procédures suivantes :

1. Reporter sur un papier millimétré ou autre les valeurs existantes
2. Déterminer les tendances
3. Trouver l'équation de la courbe correspondant à ces tendances

Toutefois l'accroissement de la demande dépend de plusieurs facteurs économiques et sociaux.

Si la courbe a comme équation : $y=ax+b$

Par la méthode de moindre carré, a et b peuvent être déterminés par les formules :

$$a = \frac{n\sum xy - \sum x \sum y}{n\sum x^2 - \sum x \sum x} \quad (2)$$

$$b = \frac{n\sum x^2 \sum y - \sum x \sum xy}{n\sum x^2 - \sum x \sum x} \quad (3)$$

Avec y : la demande après n année à partir de la mise en service de l'aménagement

X : année comptée à partir de l'année de mise en service de l'aménagement

III.3.2 Méthode analogique

Elle est basée sur l'analyse des données recueillies dans des villes déjà électrifiées. Ces villes doivent être de même taille et de même activité économique à celle du cas considéré.

La demande en énergie présente plusieurs paramètres en relation avec les caractéristiques de la ville, donc il faut être prudent pour l'extrapolation en affectant un coefficient de transfert.

III.3.3 Méthode sectorielle

La méthode consiste à étudier par catégorie d'usage l'évolution de la demande. Elle est utilisée lorsqu'on ne dispose pas des données suffisantes.

III.3.4 Choix de la méthode

Pour le village d'IFANJA, l'évolution de la consommation d'énergie est calculée suivant la méthode dite « Analogique », car c'est le mieux adapté.

Cette méthode est basée sur l'analyse des données recueillies sur des villes déjà électrifiées.

Le village d'Ampefy est prise comme ville de référence car la demande en énergie présente plusieurs paramètres analogues en relation avec les caractéristiques

de l'IFANJA (activités économiques, coutumes,...) et en plus elles se trouvent dans la même région d'Itasy.

Pour le village d'Ampefy, l'évolution de la demande en électricité est représentée par le tableau suivant :

Tableau n°12 : Evolution de la demande en électricité du village d'Ampefy

(Source : JIRAMA)

Année 0	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5
33,88 Kw	40,88 KW	48,88 KW	57,88 KW	58,88 kW	67,88 kW

La droite de régression correspondante est :

$$Y = 6,66X + 34.37$$

(4)

Nous pouvons appliquer ensuite la méthode Analogique en tenant compte du nombre de population, le nombre de toits et l'évolution de la consommation en électricité entre les deux villages, nous obtenons la formule suivant pour le projet d'IFANJA :

$$Y_1 = 40X + 205$$

(5)

Alors, l'évolution de la demande en électricité pour le projet d'IFANJA de la première année à la cinquième année d'exploitation se présente comme suit :

Tableau n°13 : Evolution de la demande en électricité pour la cuvette d'IFANJA

Année 0	Année 1	Année 2	Année 3	Année 4	Année 5
205 KW	245 KW	285 KW	325 KW	365 KW	405 KW

III.4 Interprétation des résultats

Nous avons plusieurs solutions possibles pour satisfaire les besoins en électricité de la population de la cuvette d'IFANJA. La solution proposée suivante est obtenue après consultation des études faites par des experts internationaux à propos de l'alimentation en électricité par micro et mini-centrale hydroélectrique.

Deux paramètres essentiels sont mis en jeu pour le choix de la technique à utiliser d'où la viabilité technique du projet et leur coût de rétablissement.

Or la viabilité technique et financière du projet dépend beaucoup du site. La puissance est fonction du débit d'eau disponible et de la hauteur de chute. La quantité d'énergie produite dépend de la quantité d'eau disponible et de la variabilité du débit durant l'année.

La rentabilité économique du site est liée à la puissance (capacité) et à l'énergie que la centrale peut produire et du prix de vente de cette énergie.

Les actions et les mesures à prendre suivent la règle de la priorité suivante par rapport au besoin de la population :

- REHABILITATION DE L'ANCIENNE CENTRALE
- CONSTRUCTION D'UNE NOUVELLE USINE DE PRODUCTION SUR LA RIVIERE KOTOMBOLO
- CONSTRUCTION D'UNE CENTRALE THERMIQUE OU RECHERCHE UNE NOUVELLE SITE DE PRODUCTION

Notre étude d'approvisionnement en électricité des villages de la cuvette d'IFANJA se limitera dans les cinq années à venir où seules les deux premières solutions sont prises en compte.

CHAPITRE IV :

REHABILITATION DE L'ANCIENNE CENTRALE HYDROELECTRIQUE

IV.1 SYSTEMES EXISTANTS ET ETATS DES LIEUX

IV.1.1 Accessibilité

La microcentrale hydroélectrique en question est accessible en période sèche en voiture 4×4. Elle est en effet installée sur la rivière IKOTOMBOLO à l'endroit situé à 1 Km au sud du village de Tsaramiakatra, après le village d'Antaninandro, et d'où bifurque la route principale menant vers Ambatomanjaka.

IV.1.2 Equipements Hydrauliques

IV.1.2.1 Prise d'eau

La prise d'eau a été installée à 150 m de l'usine 45 m d'altitude au dessus de celle-ci. Cette prise d'eau capte l'eau de Ikotombolo entame la chute brusque dans des rochers dévalant sur 120 m environ. Il importe de noter que cette prise d'eau pour la centrale est doublée d'une deuxième prise pour l'eau potable pour les villages de Fialofana, d'Antaninandro et d'Anosinondry.

IV.1.2.2 Ouvrage d'amenée

L'amenée vers l'ouvrage de mise en charge de la conduite forcée est constituée par un canal en béton trapézoïdal à ciel ouvert de pente d'environ 0,5 % sur 150 m longeant le flan de coteau. Un deuxième canal parallèle a été creusé au dessus du canal d'amenée afin de capter les eaux pluviales pour éviter l'ensablement de ce canal d'amenée.

IV.1.2.3 Chambre de mise en charge

Juste avant la chambre de mise en charge, une vanne murale plate sert à régler le début du canal ; cette vanne est asservie à la vanne plate Ø250 de régulation accolée à la turbine en amont pour qu'il y ait synchronisation. Cette vanne est suivie d'une grille métallique qui empêche les gros débits solides d'atteindre les pales de la turbine.

IV.1.2.4 Conduite forcée

Une conduite forcée en acier soudée de 300 mm de diamètre prend la relève du canal en ciel ouvert et dévale les 45 m de dénivellation sur 80 m avec une réduction 300/250 pour épouser le diamètre de la turbine. De la prise d'eau jusqu'à l'entrée de la turbine, les installations semblent être en bon état, reste à vérifier leurs étanchéités. Toutefois, la clé de la vanne murale n'y est plus et la dernière saison des pluies.

IV.1.3 L'usine

IV.1.3.1 Bâtiments

Une fois qu'on se réfère à l'usine elle-même, l'état des installations laisse vraiment à désirer. Aucun gardiennage n'est plus assuré. En conséquence, les toitures en tôle de la maison du gardien, de l'abri des équipements électromécaniques et des murs intérieurs de ces deux bâtiments.

IV.1.3.2 Equipements hydrauliques et électromécaniques

Les installations sont totalement dépouillées, comme l'armoire de commande de la turbine et celle pour le départ vers l'utilisateur. Il ne reste plus que les coffrets car tout ce qui est câblerie a disparu. La turbine de 80 Kw a été éventrée de telle sorte que ses pales n'y sont plus, reste la coquille avec ses distributeurs. Le système de transmission, seul équipement défaillant qui a causé l'arrêt de la production a été déconnecté de la turbine et de l'alternateur de 100 KVA. Ce dernier a été déboulonné de son socle et est complètement déculassé. Tous les fils et les câbleries ne restent plus qu'en petits bouts.

Les ouvrages et les équipements de restitution semblent ne pas avoir été touchés. Ils se dirigent vers le petit ruisseau affluent d'IKOTOMBOLO qui rejoint ce dernier juste à 20 m de l'usine. Il n'existe plus aucune plaque signalétique pour connaître les caractéristiques des éléments sur places.

Le transformateur élévateur a été démonté du poteau de départ et fut descendu au sol mais tout ce qui était métal a été enlevé et emporté. Aussi, dans l'usine tout ce qui est métal et qui peut être emporté et récupéré, voir leurs poids et leurs encombrements a disparu.

On peut affirmer que c'est un travail d'un professionnel au vu des coupures des câbles qui ont été effectués avec du matériel adéquat (du type coupe tube, coupe boulon, pinces coupantes et spéciales).

IV.1.4 Les réseaux moyenne tension et de basse tension

Dès l'entrée au village d'Anosibe-IFANJA, chef lieu de commune rurale, il a été constaté qu'une ligne moyenne tension 5 KV et basse tension provenant de la microcentrale dessert le village d'Anosibe et celui d'Ampahamanga qui se trouve à environ 2 Km à vol d'oiseau d'Anosibe.

Tout fois, seuls les poteaux de bois avec leurs ferrures restent mais tous les câbles ont disparu.

Le village d'Anosibe est également sillonné de réseau de distribution ramifié issus d'un poste de transformation abaisseur 5 KV /220 V qui dessert une trentaine de maisons et des éclairages publics tous les 2 poteaux dont les supports sont encore intacts. Comme pour le réseau MT les poteaux n'ont pas été tellement touchés et les câbles torsadés blindés ont plus ou moins résisté.

Par ailleurs, la ligne de part de la microcentrale a totalement disparu (poteaux, ferrures, câbles).

Aux villages de Sanganoro, de Sarobaratra, de Fialofa, d'Antaninandro et d'Anosinondry, la ligne 5 KV venant du poste d'étoilement arrive à chaque village ; des postes de transformation abaisseurs alimentent ces villages, mais les sectionneurs correspondants sont détériorés et méritent dans des droits isolés. Comme d'ailleurs le cas de la ligne 5KV poste d'étoilement au village d'Anosibe.

Pour ces 5 villages ci hauts, les réseaux de distribution avec les éclairages publics ont subsisté depuis l'arrêt de la distribution de courant électrique par la SDI depuis 1997.

IV.1.5 Cause probable des vandalismes et vols

Par ailleurs, comme dans des installations analogues abandonnés, ce sont généralement les agents qui y ont travaillé et qui n'étaient plus payés depuis des mois voir des années qui ont fait ces dégâts pour pouvoir récupérer une partie de leurs salaires. Ce n'est en aucun cas une affirmation mais une supposition, n'empêche que c'est une piste à suivre ou à approfondir. Quoiqu'il en soit pour ne pas aggraver la situation sur toutes les installations une mesure conservatoire doit être prise pour que les dégâts ne s'intensifient et ne contaminent les autres installations qui n'ont pas été touchées.

Si tel est le cas des installations existantes, on peut conclure qu'aucune vigilance n'a été prêtée à de telles installations, une fois qu'elles ont arrêté de fournir du courant. En effet, les installations ont été plus ou moins mises en place gratuitement et les habitants, et même les usagers, ne se sentent pas responsables de ces installations publiques surtout qu'elles ne rendent plus aucun service à cause de la panne. Et dans le temps, des profiteurs s'en sont chargés pour piller les pièces d'autant plus que la SDI ne s'en est plus occupée. Une structure de surveillance de ces installations publiques mérite dès aujourd'hui d'être mises en place si, on veut les sauvegarder.

IV.2 REHABILITATION A FAIRE

Les réhabilitations nécessaires pour le bon fonctionnement de la microcentrale sont :

- Réparation de la turbine de 80 KW sinon à changer
- Réparation de l'alternateur de 100 kW si réparable sinon à changer
- Réparation des armoires de commande avec tous les câblages nécessaires et leurs raccordements
- Asservissement des vannes plates de commandes
- Réparation des fuites sur les conduites forcées et le canal de restitution, y compris la réparation ou le remplacement des vannes, des joints d'étanchéité et des volants de commande
- Remplacement total du transformateur élévateur
- Réparation des transformateurs abaisseurs
- Ferrure à remplacer pour les poteaux
- Câble à remplacer
- Réparation des ouvrages d'amenée
- Réparation du bâtiment du gardien
- Réparation de l'usine et du bureau du gestionnaire

En résumé, un devis quantitatif et estimatif est avancé pour la réhabilitation de l'ancienne centrale. Il est détaillé en annexe et évalué à 92 Millions d'Ariary dans l'hypothèse où tous les équipements sont réparables à Madagascar. Dans le cas contraire, il faudra 91 Millions d'Ariary supplémentaires pour le remplacement total de la turbine et de l'alternateur. Pour plus de commodité dans les calculs qui s'en suivent prenons comme hypothèse le deuxième cas cité ci-dessus le remplacement total de la turbine et de l'alternateur.

Toutes ces propositions sont d'ordre techniques mais un grand problème reste à résoudre en parallèle. Il s'agit de la situation juridique de ces installations avant qu'on ne touche à un boulon de ces installations afin d'éviter tout problème de propriété et de gestion. Par ailleurs, une convention de gestion en bonne et due forme doit être établie entre les parties prenantes qui seront à définir après.

Comme nous l'avons calculé précédemment, la puissance de l'ancienne centrale même après réhabilitation ne peut pas subvenir à elle seule les besoins en énergie de la population de la cuvette d'IFANJA. Alors il nous faut une autre source d'énergie pour combler le manque d'énergie d'où la construction d'une nouvelle centrale hydroélectrique.

CHAPITRE V :

CONSTRUCTION D'UNE NOUVELLE CENTRALE HYDROELECTRIQUE

V.1 Généralités

Cette nouvelle centrale hydroélectrique produira au moins 325 kW d'où le manque à gagner pour subvenir au besoin de la population de la cuvette d'IFANJA pendant les heures de pointe.

Elle sera installée à 9 km en vol d'oiseau à l'ouest du village d'Anosibe IFANJA dans le village d'Amboamanga sous une dénivellation de 80 m. En plus, le débit d'Ikotombolo à ce point augmente parce que le bassin versant est suffisamment grand, alors le débit sera suffisant pour alimenter notre usine.

Elle est repérée sur la carte FTM M-47 sur 1/100 000^e (fig.2) et sur la photo aérienne numéro 341 et 342 (fig.3) avec comme coordonnées Laborde (X= 424,5, Y= 802,8) pour l'usine et (X= 425,4, Y= 802,6) pour le barrage de dérivation.

On distingue deux importants types de travaux pour la réalisation de notre petite centrale hydroélectrique : les ouvrages de génie civil et les équipements électriques et mécaniques.

Les principaux ouvrages de génie civil sont le barrage de dérivation, l'ouvrage de prise, la conduite d'amenée, les conduites forcées et la centrale.

Les principaux composants électriques et mécaniques sont la turbine et le générateur qui peuvent être en plusieurs types.

Mais auparavant, il faut d'abord faire les études géologique, topographique et hydrologique du terrain d'implantation des ouvrages pour bien choisir le site.

LOCALISATION DE LA NOUVELLE CENTRALE HYDROELECTRIQUE



Fig.3 : Localisation de la nouvelle centrale hydroélectrique par la carte FTM M.47 au 1/100 000^e

**SCHEMA DE L'AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE
DE LA CUVETTE D'IFANJA**



LEGENDE

-  Emplacement du Barrage
-  Usine
-  Chambre de mise en charge
-  Nord
-  Rivière IKOTOMBOLO
-  Canal d'Amenée
-  Canal de restitution

V.2 Caractéristique du Site d'implantation du Barrage

V.2.1 Géologie du Site

Notre site est situé sur des roches éruptives et métamorphiques latéralisées mais qui sont déjà altérées superficiellement et transformées en terre rouge. Ce sont les Basanitoïdes et les basanites.

Par conséquent aucune roche dure n'est présente au fond de la rivière pour nous servir de fondation massive mais en contre partie, la caractéristique du sol de fondation du barrage offre une bonne résistance au tassement.

V.2.2 Etude Topographique

La topographie du terrain du site nous offre une dénivellation de 80m entre le site du barrage et le turbine avec 1057m de distance. Ce qui nous permettrons d'avoir le maximum de puissance.

V.3 Etude Hydrologique

V.3.1 Généralités

L'aménagement du bassin versant doit toujours être précédé de l'installation d'un certain nombre de stations de jaugeage qui permettent de relever les débits du cours d'eau pendant une série d'années aussi longue que possible.

C'est ce qui nous amène à calculer le débit moyen du cours d'eau et les caractéristiques hydrologiques du bassin versant pour bien déterminer les facteurs hydrologiques du site.

Malheureusement, à Madagascar ces chroniques hydrologiques sont probablement de longueurs insuffisantes ou même parfois inexistantes. On utilise alors des méthodologies permettant de calculer les caractéristiques hydrologiques de l'aménagement avec la précision voulue en tenant compte de l'insuffisance des données.

En général, les ressources en eau à Madagascar sont soumises au régime pluvial tropical avec source d'alimentation les pluies. L'allure générale de variation de débit suit approximativement celle de la pluviométrie. Ainsi, on observe deux périodes distinctes :

- Les hautes eaux : pendant la période pluvieuse (Novembre - Avril)
- Les basses eaux : pendant la période sèche (Mai – Octobre)

L' IKotombolo affluent de la SAKAY, draine la plaine marécageuse d'IFANJA au milieu de laquelle est située la station de contrôle.

Les coordonnées Géographiques de la centrale sont :

- Latitude : 18°52'S
- Longitude : 46°45'E

L'ORSTOM a adopté une densité d'appareils assez forte dans le but de simplifier les dépouillements en calculant la hauteur de pluie moyenne par la moyenne arithmétique que des relevés des pluviomètres.

V.3.2 Bassin Versant de Surface

V.3.2.1 Délimitation du bassin versant :

Le bassin versant d'IFANJA est situé à 140 km d'Antananarivo dans la région de l'Itasy avec une superficie de 150 km² et 65 km de contour de périmètre.

Ce travail s'est fait à partir de la carte FTM au 100 000^{ème} et par le BD500 (SIG).

La délimitation du bassin versant s'est basée sur les lignes de partage des eaux de surface ; nous rappelons que celles-ci ne correspondent généralement pas aux lignes de partage des eaux souterraines (limite des aquifères).

V.3.2.2 Caractéristiques physiques du bassin versant

V.3.2.2.1 Répartition du bassin versant

La répartition et les caractéristiques du bassin versant sont relevés et étudiés à partir de la carte FTM au 100 000^{ème}, du BD500 (SIG). Ils sont représentés par le tableau n°8 si dessous :

Tableau n°14 : La répartition et les caractéristiques du bassin versant

Surface (Km ²)	Occupation sol
5,63	rizière
4,47	Mosaïque de culture
139,90	Savane arborer

V.3.2.2.2 Géométrie du bassin versant

- Le coefficient de Gravelius est un indice morphologique qui permet de caractériser un bassin versant, et de comparer des bassins versants entre eux. Il est défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface :

$$K_G = P / (2 \times \sqrt{\pi \cdot A}) = 0,28 \cdot P / \sqrt{A} \quad (6)$$

Avec :

K_G , coefficient de Gravelius ;

P, périmètre du bassin versant (km)

A, surface du bassin versant (km²)

Il est proche de 1 pour un bassin versant de forme quasiment circulaire et supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongée. Ainsi, plus le coefficient de Gravelius est élevé, plus le bassin versant a une forme allongée et favorise les faibles débits de pointe de crue, ceci en raison des temps d'acheminement de l'eau à l'exutoire plus importants (temps de concentration).

Ici, le coefficient de Gravelius du bassin versant est égal à :

$$K_G = 1,49$$

Alors, nous avons un bassin versant de forme allongé.

- Le rectangle équivalent résulte d'une transformation géométrique du bassin réel dans laquelle on conserve la même superficie, le même périmètre (P). Les courbes de niveau deviennent des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. La longueur du rectangle équivalent est déduite du coefficient de Gravelius et la largeur ℓ en fonction de la longueur (L) par les formules :

$$L = \frac{k \cdot \sqrt{S}}{1,12} \left(1 + \sqrt{1 - \frac{1,12^2}{k}} \right) \quad (7)$$

$$\ell = \frac{P}{2} - L \quad (8)$$

D'où

$$\begin{aligned} L &= 27,03 \text{ km} \\ \ell &= 5,47 \text{ km} \end{aligned}$$

V.3.2.2.3 Relief du bassin versant

Le relief du bassin versant a été caractérisé à partir d'altitudes caractéristiques et des courbes hypsométriques. La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction de son altitude, et peut ainsi donner des indications quant au comportement hydrologique et hydraulique du bassin et de son système de drainage.

Tableau n°15 : Rapport entre altitude et surface du bassin versant

Altitude (m)	Surface (km ²)
1050	43,73
1100	34,78
1200	30,52
1300	22,49
1400	6,31
1500	0,46

L'altitude médiane correspond à l'altitude lue au point d'abscisse 50% de la surface totale du bassin. Cette grandeur se rapproche de l'altitude moyenne dans le cas où la courbe hypsométrique du bassin concerné présente une pente régulière.

D est la dénivelée qui sépare les altitudes situées entre 5% et 95% de la surface du bassin versant (déduite de la courbe hypsométrique).

D= 323m

L'indice de pente I_p est le rapport entre D et la longueur du rectangle équivalent, il permet d'exprimer la pente moyenne du rectangle équivalent, et de comparer ainsi les bassins versant entre eux.

$$I_p = \sqrt{\frac{D}{1250 \times L}} \quad (9)$$

Alors,

$$I_p = 0,097$$

V.3.2.2.4 La couverture végétale

Plus de 90% du bassin sont occupés par des savanes arborées, les prairies ou savanes désignées parfois sous le terme de pseudo-steppes.

V.3.3 Etude des Apports

V.3.3.1 La caractéristique de la rivière :

La cuvette d'IFANJA est longée par la rivière IKOTOMBOLO qui constitue une ressource non négligeable de par sa potentialité.

La rivière IKOTOMBOLO est alimentée par les ruissellements de montagne et les sources souterraines qui se dévoilent sur les berges de la rivière.

Elle possède un lit assez régulier sur fond basaltique. Par ailleurs, des blocs épars à travers la rivière constitue des obstacles naturels à l'écoulement mais le charriage et le transport solide sont relativement faibles. Cette rivière a une largeur de 6 à 10 m.

Comme tout cours d'eau des hauts plateaux, IKOTOMBOLO connaît une variation saisonnière des hauteurs d'eau.

En outre, la composition de l'eau favorise la vie aquatique qui est prouvée par la présence des poissons et des végétaux aquatiques. Néanmoins, la présence des bactéries est à craindre comme la bilharziose. Quand même, il faut bien signaler que l'eau potable servie dans la région d'IFANJA est extraite de l'IKotombolo.

V.3.3.2 Les données hydrométriques de bases :

La station de Miarinarivo est la station la plus proche de notre zone d'étude. Les coordonnées de la station pluviométrique de Miarinarivo sont :

Longitude : 46°56'E

Latitude : 18°54'S

Altitude : 1330m

Les données pluviométriques obtenues après du service de la Météorologie Nationale sont :

- Les moyennes mensuelles pour la période 1961-1988 : hauteur de pluie, nombre de jours de pluies
- La hauteur de pluies maximales journalières

Ainsi, la pluviométrie moyenne annuelle calculée est à 1410,9mm pour la région de Miarinarivo.

Du fait que la station pluviométrique de Miarinarivo est loin de notre zone d'étude, il est de préférence d'utiliser les données fournies par le livre « Fleuve et rivière de Madagascar » pour les études des débits de la rivière Kotombolo qui se suivent, même si elle est déjà datée de plusieurs années.

C'est une station d'étude installée par ORSTOM en 1979 et fut abandonnée en 1984.

L'étude faite par ORSTOM sur la rivière IKOTOMBOLO est assez fiable, car elle a utilisé des appareils de densité assez forte.

V.3.3.3 Présentation des données Hydrométriques :

L'échelle Limnimétrique a été installée en Mars 1980 sur la station de contrôle. Elle a pour coordonnée 18°52'S-46°45'E. L'étalonnage de la station repose sur 22 jaugeages (entre 0,175 et 8,81 m³/s) et trois courbes (pour quatre périodes de validité). L'extrapolation pour les hautes eaux a été menée jusqu'à 50 m³/s. Le tableau des débits moyens mensuels et annuels de la rivière Kotombolo à IFANJA de 1979 à 1984 représente comme suit :

Tableau n°16 : Débits moyens mensuels et annuels (m³/s)

N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	Annuel
1,97	7,05	12,6	8,61	7,75	3,50	1,69	1,06	1,16	0,574	0,431	0,638	3,90

(Source : livre "Fleuve et rivière de Madagascar")

V.3.4 Estimation des débits :

V.3.4.1 Notion de période de retour

La période de retour est l'intervalle moyen de temps, pendant lequel le débit de crue correspondant à une chance d'être égale ou dépassé. Ainsi, pour T= 10 ans, le débit de crue décennale surviendra en moyenne une fois tous les dix ans.

V.3.4.2 Débits des crues :

La crue est définie par l'augmentation brusque du débit d'une rivière. Toutes les crues ne se présentent pas de la même façon. Les unes sont très brèves, les autres beaucoup plus longues. Les débits de pointes sont, par ailleurs très variables.

Pour notre étude, les débits de crues ainsi calculés sont figurent dans le tableau suivant :

Tableau n°17 : Fréquences des crues

T	5 ans	10 ans	20 ans	50 ans	100 ans
Q (F) m ³ /s	47	48	50	52	53

Les dépressions marécageuses et les cultures en rizières présentes dans la cuvette jouent un grand rôle considérable dans la propagation et le laminage des crues.

Il faut bien remarquer aussi que les valeurs pour la récurrence cinquantennale et centennale souffrent d'une grande imprécision à cause de l'insuffisance de nombre d'années d'observation.

Pour le débit décennal, on a de meilleur résultat par rapport au précédant quoi que la zone représente de large plaine d'inondation.

V.3.4.3 Débits d'étiages :

Le débit d'une rivière varie en permanence. En fin de saison sèche, il représente généralement sa valeur minimale. Pour les projets de centrale hydroélectrique, la valeur de débit minimal a son intérêt en raison des répercussions économiques qu'elle peut avoir.

On rappelle que le débit caractéristique d'étiage est le débit atteint ou dépassé pendant 355 jours dans l'année.

Le débit d'étiage observé est de l'ordre de 0,3 m³/s (2 l/s/km²), les débits d'étiage spécifiques sont faibles et nettement inférieurs à ceux des petits influents. Cela peut s'expliquer par la rétention des apports dans les vastes zones marécageuses et, dans une moindre mesure, par les prélèvements opérés à l'amont de la station pour l'irrigation des petits périmètres agricoles.

V.4.4 Débits caractéristiques :

L'emploi très généralisé des courbes annuelles de débits classés a conduit à fixer une terminologie pour designer les points essentiels de cette courbe qui définissent les « débits caractéristiques » du cours d'eau qui sont :

- Débit caractéristique maximum (DCC) : le débit dépassé 10 jours par an.
- Débit moyen caractéristique ou de 6 mois (DC6) : le débit dépassé 6 mois par an (débit de fréquence 0,5)
- Débit caractéristique de 1, 3 ou 9 mois (DC1, DC3, DC9) : les débits dépassés respectivement 1,3 ou 9 mois par an.
- Débit caractéristique d'étiage (DCE) : le débit dépassé 355 jours par an.

Alors, les débits caractéristiques sont les suivants :

$$DCC= 43,60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$DC1= 12,60 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$DC3= 7,75$$

$$DC6= 1,97$$

$$DC9=1,06$$

$$DCE= 0,389$$

CHAPITRE VI :

DEBIT MOYEN TURBINABLE

VI.1 Généralités

Les débits sont extraits directement de la rivière KOTOMBOLO après le barrage de rehaussement.

Sur la courbe des débits naturels classés, nous pouvons déduire la surface représentant le volume annuel d'eau turbinée.

Pour cela, il suffit de retrancher le débit laissé en rivière et les débits supérieurs au débit d'équipement choisi (le débit déversé).

Ce débit (volume) rapporté au nombre de seconde de l'année détermine en m^3/s le débit moyen turbinable de l'aménagement selon le graphique suivant :

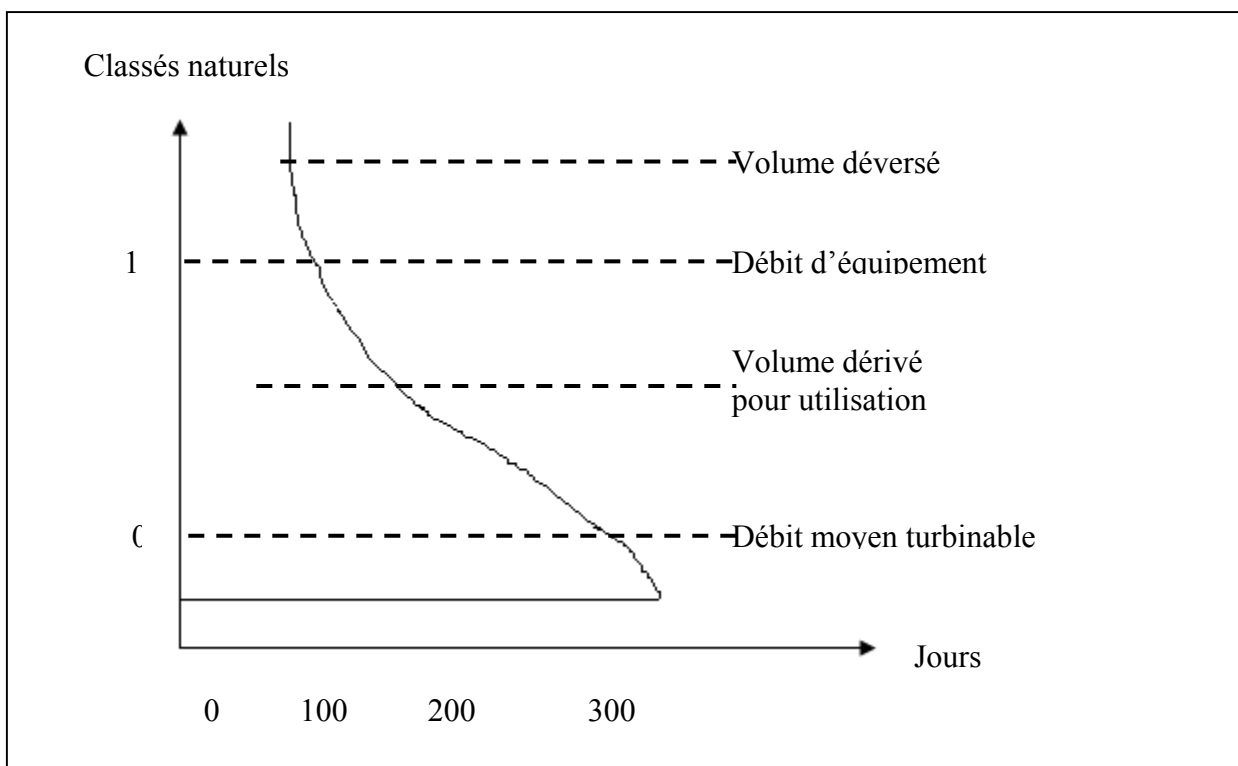


Fig 5 : Courbe des débits naturels classés type

Ce débit moyen annuel turbinable nous permettra par la suite de déterminer la puissance brute normale en KW. Mais avant d'entrer dans les détails, il convient de

parler de débit exploitable qui est un paramètre important dans l'étude d'un projet de MCH.

VI.2 Type de courbe de débits (classés)

La courbe des débits classés est un graphique donnant l'historique des débits du site et la portion du temps où ils se maintiennent au cours d'une année, en les classant du débit maximum au débit minimum. Cette courbe est utilisée pour évaluer la disponibilité prévue du débit dans le temps et, par conséquent, la puissance et la quantité d'énergie potentielle du site. On rappelle cependant que chaque site de petite centrale hydroélectrique est unique.

VI.2.1 Débit Exploitable Q_e :

La recherche d'un fonctionnement des turbines avec un bon rendement entraîne un choix judicieux de la plage des débits qui seront exploités en fonction de l'utilisation recherchée. Par ailleurs, les contraintes économiques ne permettent pas généralement de multiplier les groupes.

L'évaluation de la demande de puissance pour la cuvette d'IFANJA donne une puissance appelée maximale de 205 KW à l'année 0 et 405 kW à la cinquième année. La hauteur de chute nette maximum étant $H_m = 73,51\text{m}$ la formule :

$$P_e = 9,81 \times n \times H_m \times Q_e \text{ (kW)}$$

$$Q_e = \frac{P_e}{9,81 \times n \times H_m} \text{ (m}^3\text{/s)} \quad (11)$$

Avec : $n = 0,6$ (rendement global de l'installation)

P_e = puissance effective maximale

Q_e = débit exploitable

D'où :

$$Q_e = 0,47 \text{ m}^3\text{/s}$$

VI.2.2 Débit réservé Q_r :

Il est déterminé par l'administration, dans le but de préserver la flore et la faune. Ainsi, en fonction des caractéristiques particulières de certaines régions, des règles bien précises doivent être établies. Ce débit réservé est évalué environ dans une fourchette de $0,7 DCE_{355}$ à $1,3 DCE_{355}$.

Pour notre projet on adopte :

$$Q_r = 0,8 \times DCE_{355} \quad (12)$$

D'où :

$$Q_r = 0,311 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.2.3 Débit d'armement Q_m :

C'est la valeur minimale du débit d'exploitation qui permet le démarrage et le fonctionnement de la turbine.

Le débit d'armement est donc un facteur primordial sur le mode d'utilisation et le nombre de KWh qui seront fournis dans l'année.

Alors, sur la courbe des débits naturels classés, nous avons fixé un débit réservé ou laissé en rivière Q_r égale à $0,311 \text{ m}^3/\text{s}$ et avec le débit d'équipement $Q_e = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$ d'où le volume dérivé annuel est :

$$V_d = 23 \text{ m}^2 \times 864\,000 = 19.872.000 \text{ m}^3$$

Ce qui nous donne :

$$Q_m = \frac{Vd}{365 \times 86400} \quad (13)$$

D'où :

$$Q_m = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

VI.3 Disponibilité du débit garanti

Le pourcentage de disponibilité du débit garanti est le pourcentage du temps pendant lequel le débit garanti est disponible. Le débit garanti est généralement défini comme le débit disponible au moins 90 % du temps. Comme le débit de la rivière est suffisant pour alimenter l'usine presque pendant toute l'année sauf quelque exception (mois d'Août et Septembre) alors on a le pourcentage du débit garanti égal à 91,83%.

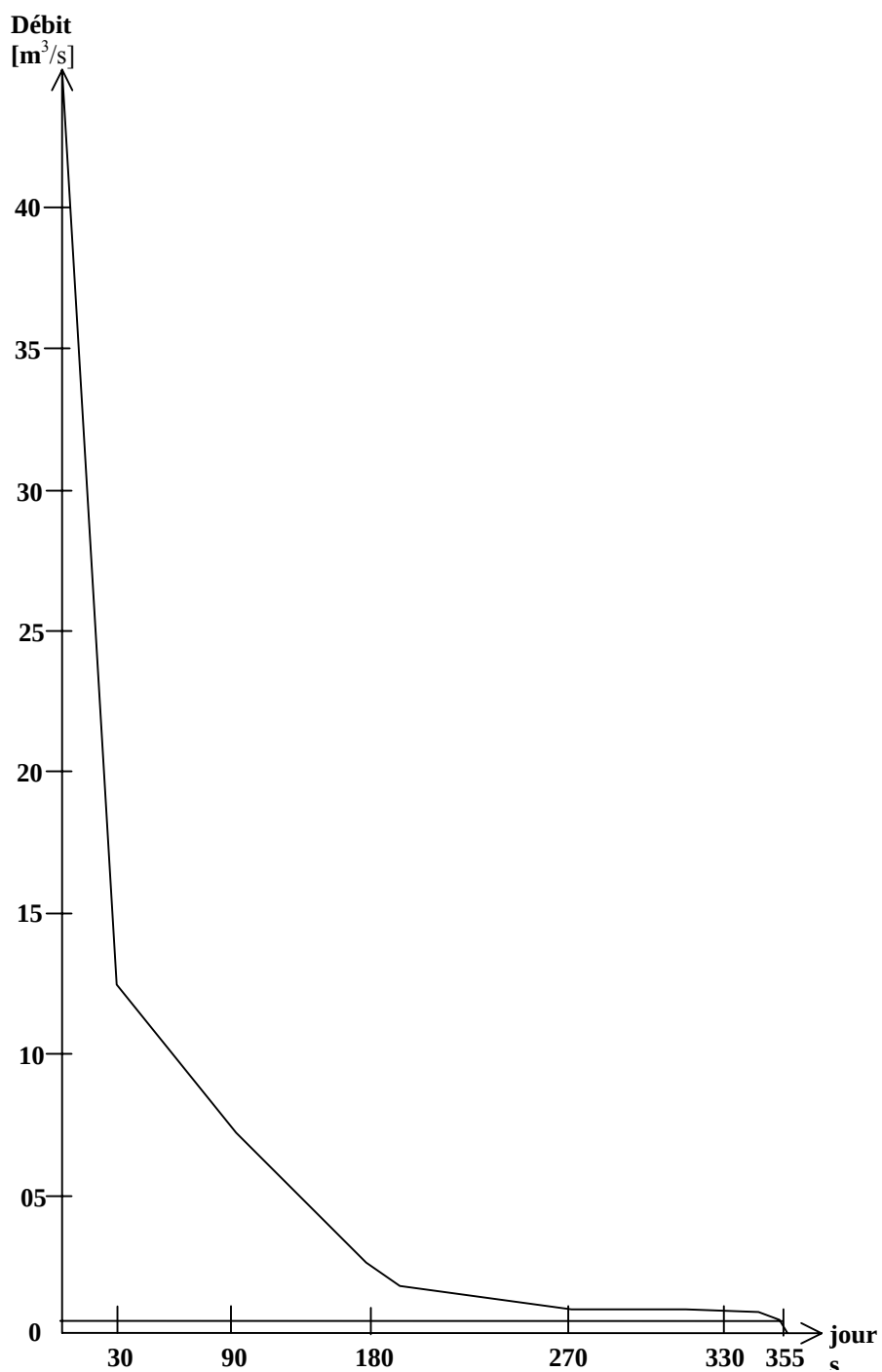
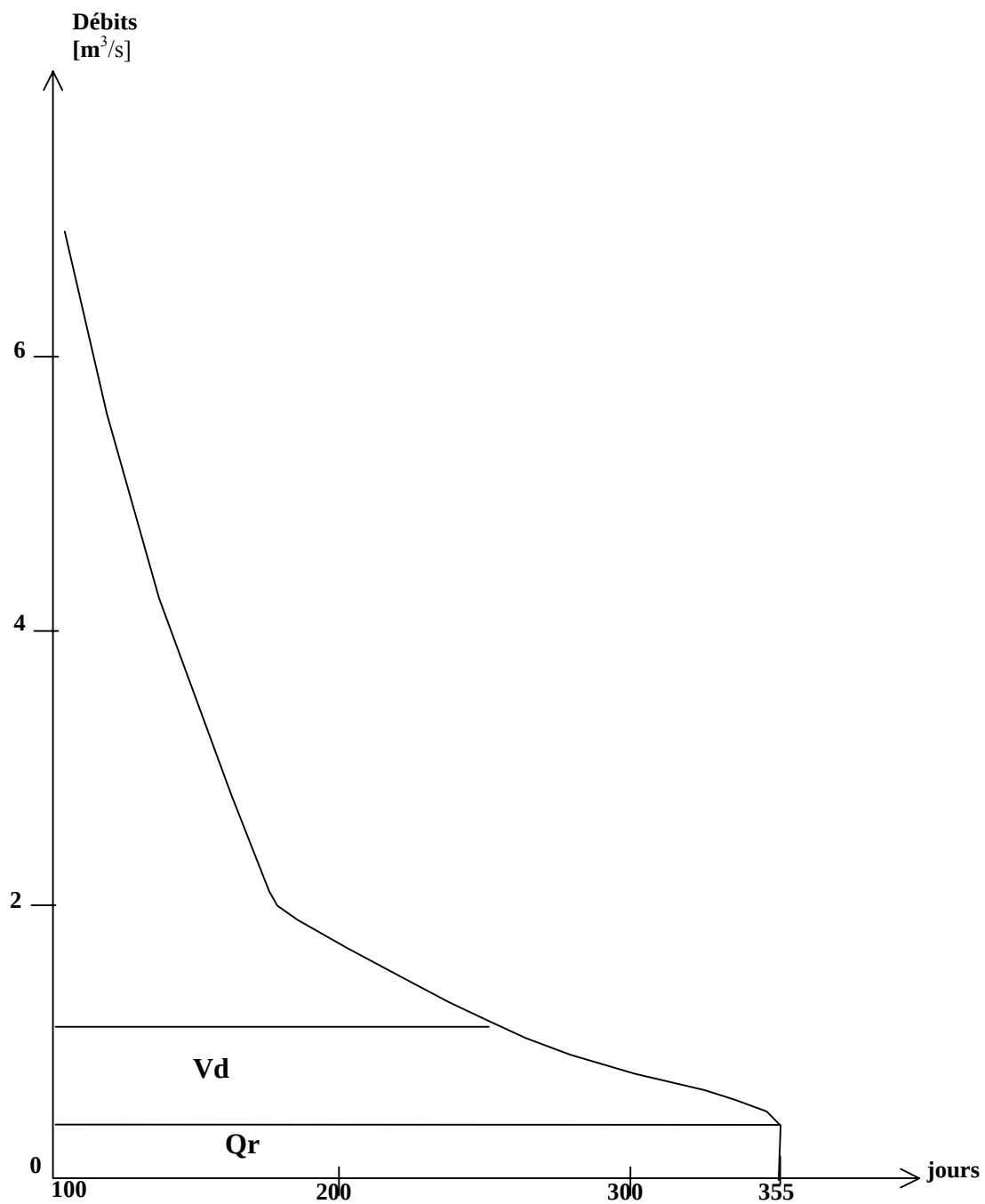


Fig 6a : Courbe des débits naturels classés 1



Echelles : 1 cm : 20 jours
1cm : 0,5 m^3/s

Fig 6b : Courbe des débits naturels classés 2

CHAPITRE VII

ETUDE TECHNIQUE

VII.1 Types de petites centrales hydroélectriques

Il y a deux principaux types de petites centrales hydroélectriques :

- centrales au fil de l'eau
- centrales avec réservoir

VII.1.1 Centrales au fil de l'eau

Le terme "au fil de l'eau" qualifie un mode de fonctionnement dans lequel la centrale hydroélectrique n'utilise que l'eau fournie par le débit naturel de la rivière. Il n'y a donc ni réservoir ni inondation, et l'énergie produite fluctue selon le débit du cours d'eau qui ne subit aucune retenue.

La quantité d'énergie produite par une petite centrale hydroélectrique au fil de l'eau fluctue avec le cycle hydrologique, c'est pourquoi ce genre d'installation est plutôt recommandé pour fournir de l'énergie à un petit réseau électrique. Seule, une telle centrale ne fournit généralement pas une puissance garantie. Ainsi, les communautés qui font appel à petites ressources hydroélectriques ont souvent besoin d'énergie d'appoint. Une centrale au fil de l'eau ne peut satisfaire à tous les besoins en électricité d'une communauté ou d'une industrie éloignée que si le débit minimum de la rivière est suffisant pour répondre à la demande de pointe.

Une petite centrale au fil de l'eau peut exiger la dérivation de l'écoulement de la rivière, souvent pour tirer profit de la dénivellation présente sur une certaine distance de la rivière. Les projets de dérivation réduisent le débit de la rivière entre la prise d'eau et la centrale. Il faut généralement construire une digue de dérivation ou un petit barrage pour diriger l'écoulement dans la prise d'eau.

VII.1.2 Centrales avec réservoir

Si l'on veut qu'une centrale hydroélectrique fournisse de l'électricité sur demande, soit pour répondre à une demande fluctuante, soit pour répondre à une demande de pointe, l'eau doit être stockée dans un ou plusieurs réservoirs de retenue. À moins de pouvoir puiser à même un lac naturel, le stockage de l'eau nécessite habituellement la construction d'un ou plusieurs barrages et la création de nouveaux lacs, ce qui a des impacts positifs et négatifs sur l'environnement local : plus les installations sont grandes, plus les impacts négatifs sont importants. Cela constitue souvent un conflit vu l'attrait des gros projets hydroélectriques qui permettent de fournir, durant les périodes de demande de pointe, de l'énergie "emmagasinée". Étant donné les économies d'échelle et le processus d'autorisation complexe, les projets avec stockage ont tendance à être relativement de grande taille.

Sauf dans le cas des centrales au fil de l'eau où le débit minimum de la rivière permet de répondre à la charge de pointe.

La création de nouveaux réservoirs de stockage pour les petites centrales hydroélectriques n'est généralement pas économiquement faisable sauf, peut-être, dans les endroits reculés où l'énergie coûte très cher. Le cas échéant, le stockage d'eau dans les petites centrales hydroélectriques est généralement limité à de petites quantités d'eau dans un nouveau réservoir d'amont ou dans un lac existant en amont d'un barrage existant. "Retenue" est le terme utilisé pour décrire le stockage de petits volumes d'eau. La retenue peut être profitable aux petites centrales hydroélectriques, car elle permet une production accrue d'électricité et donc l'augmentation des revenus.

Il existe un autre type de stockage d'eau : le "stockage par pompage" où l'eau est "recyclée" entre deux réservoirs l'un en aval, et l'autre en amont. L'eau passe par les turbines pour produire de l'électricité durant les périodes de pointe, et est repompée vers le réservoir d'amont en période hors pointe. Le caractère économique de tels projets dépend de la différence de prix de l'énergie entre ces deux périodes. Le recyclage de l'eau se traduit par une consommation nette d'électricité en raison de l'inefficacité du pompage par rapport à la production. L'électricité utilisée pour pomper l'eau doit provenir d'autres sources.

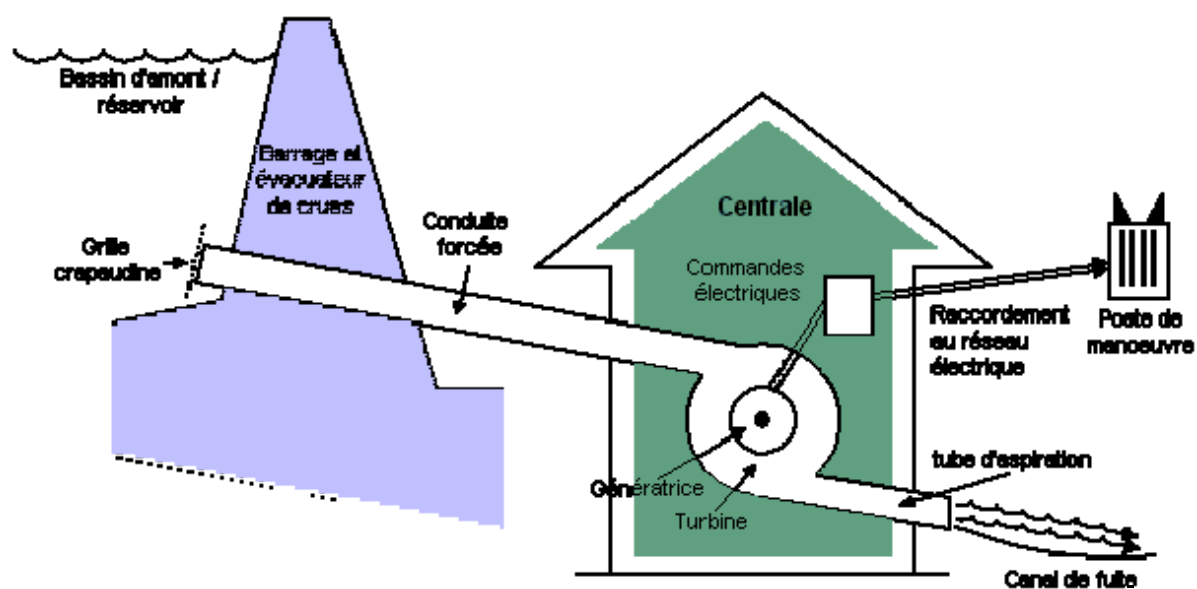


Fig .7 : Schéma d'une petite centrale hydroélectrique

CHAPITRE VIII :

OUVRAGES DE GENIE CIVIL

VIII.1 Généralités

Les principaux ouvrages de génie civil d'une petite centrale hydroélectrique sont le barrage de dérivation, la prise, les conduites d'eau et la centrale. Le barrage de dérivation dirige l'eau dans un canal ou/et un tunnel, une conduite forcée ou une entrée de turbine. L'eau passe ensuite dans la turbine qu'elle fait tourner avec suffisamment de force pour créer de l'électricité dans une génératrice, après quoi elle retourne à la rivière via un canal de fuite.

D'ordinaire, les petites centrales hydroélectriques construites pour alimenter une communauté isolée sont des installations au fil de l'eau, ce qui signifie que l'eau n'est pas stockée dans un réservoir et qu'elle n'est utilisée que lorsqu'elle est disponible. Le coût de gros barrages de retenue avec réservoir n'est normalement pas justifié pour les petits projets hydroélectriques et, par conséquent, on utilise un simple barrage de dérivation de faible hauteur. Ces ouvrages peuvent être en béton, en bois, en maçonnerie ou en une combinaison de ces matériaux. On continue à déployer des efforts considérables afin de diminuer le coût des barrages des petites centrales hydroélectriques étant donné que, souvent, les coûts des travaux de génie civil peuvent eux seuls rendre le projet non viable.

Les conduites d'eau d'une petite centrale hydroélectrique sont les suivantes.

- Une entrée d'eau, avec une grille crapaudine, une vanne et l'entrée vers un canal, une conduite forcée ou directement dans la turbine, selon le type de centrale. L'entrée est généralement en béton armé ou maçonnerie de moellons, la grille en acier et la vanne, en bois ou en acier.

- Un canal, un tunnel et/ou une conduite forcée qui amènent l'eau jusqu'à la centrale, dans les installations où la centrale se trouve à une certaine distance en aval de l'entrée d'eau. Des canaux sont généralement excavés et suivent les contours du terrain. Les tunnels sont souterrains et creusés par forage et dynamitage ou à l'aide d'un tunnelier. Les conduites forcées, qui amènent l'eau sous pression, peuvent être en acier, en fer, en fibre de verre, en plastique, en béton ou en bois.
- L'entrée et la sortie de la turbine, qui inclut les soupapes et les vannes nécessaires pour arrêter l'arrivée d'eau lors des fermetures et de l'entretien. Ces composants sont généralement en acier. Lorsqu'il faut avoir des vannes en aval de la turbine pour les travaux d'entretien, celles-ci peuvent être en bois.
- Un canal de fuite qui transporte l'eau de la sortie de la turbine jusqu'à la rivière. Lui aussi est excavé.

La centrale contient la ou les turbines et la plupart des équipements mécaniques et électriques. Les petites centrales hydroélectriques sont généralement d'une taille minimale tout en assurant une infrastructure, un accès pour l'entretien et un niveau de sécurité adéquats. La centrale est construite en béton et autres matériaux classiques.

Une conception simple, mettant l'accent sur des structures pratiques et faciles à construire, est la principale préoccupation dans un projet de petite centrale hydroélectrique afin de limiter le coût le plus possible.

De plus, les microsystèmes hydroélectriques sont complexes; il faut tenir compte de beaucoup de facteurs, notamment la conception technique, l'obtention d'approbations et les aspects économiques.

VIII.2 OUVRAGES DE PRISE ET DE REHAUSSEMENT

VIII.2.1 Ouvrage de rehaussement

VIII.2.1.1 Généralités

VIII.2.1.1.1 Rôle

Un ouvrage de rehaussement (barrage) a pour rôle de maintenir devant chaque prise d'eau un plan d'eau compatible avec le fonctionnement de cette dernière.

VIII.2.1.1.2 Classification

On peut classer les barrages :

- D'après leur fonction :
 - Barrages d'exhaussement
 - Barrages d'accumulation
- D'après leur structure :
 - Barrages fixes
 - Barrages mobiles

Dans le cas des aménagements de basse chute, les barrages jouent généralement le seul rôle d'exhaussement.

L'exhaussement est caractérisé par la hauteur de retenue maximale, différence entre la côte du plan d'eau à la retenue normale au droit du barrage et la côte du fond du cours d'eau.

Les barrages mobiles comprennent des éléments amovibles qui permettent de faire varier l'obstruction créée dans les cours d'eau.

VIII.2.1.1.3 Choix de l'emplacement

VIII.2.1.1.3.1 Conditions relatives à la topographie

La recherche d'un emplacement du barrage est précédée en principe de l'établissement d'une carte à grande échelle permettant de déceler l'existence des gorges et des cuvettes.

Pour un barrage fixe, les accidents topographiques doivent remplir les conditions suivantes :

- Largeur du verrou doit être la plus faible possible (réduction du volume de l'ouvrage)
- La capacité de la cuvette être grande pour une hauteur donnée.

VII.2.1.1.3.2 Conditions géologiques

Les roches de la zone de fondation d'un barrage doivent présenter des caractéristiques satisfaisantes en ce qui concerne la stabilité de l'ouvrage et l'étanchéité de la retenue.

Les qualités essentielles d'un terrain de fondation sont :

- Un faible degré de broyage ou altération
- Une faible compressibilité, raison pour laquelle on n'admet jamais la présence des blocs d'argiles
- Une grande résistance à l'écrasement.

VII.2.1.1.3.3 Conditions hydrologiques

Les deux principales conditions hydrologiques sont celles concernant la superficie du bassin versant comparée aux apports et celles relatives à l'accumulation du débit solide dans la retenue.

On sacrifie une tranche inférieure de la retenue pour accumuler ce débit solide.

VIII.2.1.1.4 Caractéristiques des barrages fixes

Les barrages fixes sont classés en fonction de la nature des matériaux qui les constituent, on distingue à cet égard les barrages en matériaux assemblés et ceux en matériaux non assemblés.

- Barrages en matériaux assemblés : barrage poids, barrage voûtes, en maçonnerie, en béton.
- Barrages en matériaux non assemblés : digues en terre, barrages en enrochements.

Le cas le plus utilisé est le barrage poids : ouvrage qui résiste à la poussée de l'eau par son propre poids.

VIII.2.1.1.4.1 Forme des barrages poids

La forme la plus économique du profil en travers est celle d'un triangle rectangle. En pratique, le parement amont présente un fruit léger (de l'ordre de 0,05). On donne en général au couronnement une largeur permettant de circuler.

VIII.2.1.1.4.2 Dispositions constructives

VIII.2.1.1.4.2.1 Drainage du barrage

Le drainage a pour but de réduire et si possible d'annuler les sous-pressions dans la masse de l'ouvrage. Il est réalisé au moyen de puits verticaux dont la distance entre axes est de quelques mètres, établis à proximité du parement amont. Ces puits débouchent dans des galeries transversales à l'aval.

Ces drains sont facilement réalisables dans le cas des barrages en béton et ils sont indispensables lorsque le barrage présente une hauteur importante.

Pour les MCH, en général, l'ouvrage de rehaussement ne joue pas totalement le rôle de retenue d'eau. Le temps de remplissage du réservoir s'il existe est très faible (inférieur à 2h).

C'est donc un aménagement au fil de l'eau. Ceci vient du fait que le site, pour diminuer l'investissement, est choisi de telle sorte qu'elle puisse fournir le débit nécessaire au cours de l'année. Dans ce cas, le barrage sert simplement de dérivation et sa hauteur est relativement faible.

Pour ces types de barrage, parfois, de simples dispositifs d'étanchéité suffisent pour diminuer l'effet de sous-pression.

VIII.2.1.1.4.2.2 Ecrans d'étanchéité

Pour réduire les sous-pressions sous la base du barrage on réalise un écran d'étanchéité à la base du parement amont, au moyen de forages dans lesquels on injecte un coulis de ciment, de l'argile ou des produits spéciaux produisant un gel étanche.

VIII.2.1.1.4.2.3 Joints de contraction

Le barrage est construit par plots verticaux de 15 m à 30 m de largeur, et la face du dernier plot construit sert toujours de coffrage pour le suivant. Le joint entre plots est ensuite injecté grâce à des rampes d'injection laissée dans le béton à la construction.

VIII.2.1.1.4.2.4 Conditions d'emplois

Les barrages poids offrent de grandes facilités d'implantation car la résistance mécanique des rives présente peu d'importance pour leur stabilité. Ils peuvent être employés quelle que soit la largeur de la vallée.

Toutefois, ils nécessitent la mise en œuvre de volumes très importants de béton ou de matériaux de constructions, ce qui constitue un grave inconvénient.

Par ailleurs, ils sont rarement choisis dans le cas d'un sol de fondation non rocheux, car des tassements inégalement répartis produisent des effets de traction amenant la fissuration de l'ouvrage. Si l'assise est faible, il faut faire des fondations profondes.

VIII.2.1.1.4.2.5 Forces appliquées à chaque massif élémentaire

Pour la conduite des calculs, on considère le barrage par tranche de 1 m de largeur.

Deux principaux cas sont à considérer :

- Période de crue
- Période d'étiage

VIII.2.1.1.4.3 Les autres types de barrage

Nous allons mentionner ici que les divers types de barrage que l'on rencontre assez souvent dans les aménagements de microcentrales hydrauliques.

VIII.2.1.1.4.3.1 Barrages en terre

Les matériaux utilisés dans la construction des digues en terre peuvent être pulvérulents ou cohérents suivant la dimension des grains et la teneur en eau.

Le profil en travers a une forme trapézoïdale. La largeur à la base est déterminée par la pente des talus des parements. Les valeurs des pentes habituelles sont comprises entre 3/1 et 1,5/1.

Un masque d'étanchéité est réalisé au milieu du massif, il est constitué par un noyau en argile de profil généralement trapézoïdal. Son épaisseur est fonction de la perméabilité du matériau et de la hauteur du barrage.

Les parements amont et aval doivent être toujours revêtus. Ces revêtements sont constitués soit par des enrochements, soit par du béton, et l'action destructive des vagues.

VIII.2.1.1.4.3.2 Barrages en enrochements

Le corps de l'ouvrage est constitué par des enrochements de volume unitaire compris entre $1/10 \text{ m}^3$ et plusieurs m^3 .

Les enrochements sont mis en œuvre de 2 façons différentes : ils peuvent être soit rangés à la main ou au moyen d'une grue, soit déposés en vrac. L'inconvénient de ce dernier procédé est que l'ouvrage est soumis à des tassements importants.

La forme la plus usuelle est la forme trapézoïdale, la pente des talus est de l'ordre de 1,3/1 à 1,5/1.

Le masque en élévation est constitué par une couche de matériaux imperméables, placée en général sur le parement amont en béton avec joints bitumineux (noyau en terre compactée compris entre 2 couches filtrantes).

Lorsque le terrain est perméable, le masque en élévation est parfois prolongé par des parafeuilles (voile de béton ou injection d'argile et de ciment) pour remédier aux infiltrations.

Ces ouvrages peuvent être construits sur un sol de fondation non rocheux, à condition que celui-ci soit suffisamment résistant pour ne pas provoquer une rupture du masque d'étanchéité.

Cependant, ils présentent l'inconvénient d'utiliser un volume très important de matériau, et sont très vulnérables en cas de submersion par déversement.

VIII.2.1.2 Caractéristiques du barrage pour l'aménagement de l'IFANJA

VIII.2.1.2.1 Les ouvrages annexes du Barrage

L'emplacement de l'ouvrage a été choisi pour les raisons suivantes :

- Existence de rapide à proximité
- A proximité de l'usine pour que la longueur de l'ouvrage d'amenée soit assez faible.
- Rétrécissement de la largeur du cours d'eau à ce niveau
- Zone de submersion réduite si on enlève le plan d'eau pour avoir la hauteur nette désirée
- Facilité d'accès

Le type de barrage le mieux adapter dans l'aménagement hydroélectrique de la cuvette d'IFANJA est de type mobile pour faciliter le laminage de crue de période de retour de 20 ans.

Le barrage de rehaussement est fait de béton cyclopéen dosé à 300Kg/m³ pour économiser les bétons. Il est muni de 3 passes batardables pour évacuer les débits de crues et les débits solides (2 passes de 2m et une passe de 1m juste après la prise sur la rive droite) et d'une prise rive droite pour alimenter la centrale.

Sa stabilité est assurée. Il peut évacuer le débit de crue de période de retour de 20 ans. Un déroctage de 1m³ est prévu dans le lit de la rivière Ikotombolo pour améliorer l'alimentation de la prise.

Les détails techniques sont les suivantes :

- Hauteur : 1m
- Largeur crête : 0,50 m
- Largeur à la base : 4 m
- Longueur : 7 m
- Epaisseur fondation en béton armé : 0,20 m
- Nombre de passe : 3 avec 2 passes de 2m et une passe de 1m
- Cote crête du barrage : 1121 m

VIII.2.1.2.2 Les ouvrages annexes du Barrage

VIII.2.1.2.2.1 Murs d'encaissement et mur d'aile

Les murs d'encaissement servent à l'ancrage du barrage dans les berges et jouent le rôle de parafouilles pour résister à l'écoulement souterrain latéral provoqué par la différence de niveau d'eau amont et aval.

Pour raison de sécurité et compte tenu de la topographie du terrain, le mur d'encaissement latéral gauche doit être prolongé en mur d'aile afin d'éviter le contournement qui pourra exister.

VIII.2.1.2.2.2 Enrochement anti-érosif et rideaux de pieux

Le courant d'eau en aval du radier est rapide. On met en place un enrochement anti-érosif à l'aval du bassin de dissipation pour protéger la section du cours d'eau en aval de l'ouvrage.

La protection est faite par l'empilement de bas en haut les éléments de granulométrie croissante (sables, graviers, pierres cassées, bloc de pierres) et maintenus en place par un rideau de pieux.

La longueur de protection nécessaire est en fonction de turbulence provoquée par la lame d'eau passant au-dessus du seuil.

VIII.2.2 Ouvrage de prise

VIII.2.2.1 Généralités

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'alimentation de l'ouvrage d'amenée aux turbines de la centrale, en éliminant, dans toute la mesure du possible, les matières solides transportées par le cours d'eau.

Les matières solides à éliminer sont :

- Les matériaux transportés par suspension (limon, sables fins)
- Les matériaux transportés par charriage (sables, galets)
- Les corps flottants (arbres, feuilles)

L'élimination de ces matières solides est indispensable (risques de détériorations des distributeurs, usure rapide des aubes des turbines).

Le dégrèvement (extraction de ces matériaux transportés par charriage) est effectué principalement dans le lit du cours d'eau avant l'entrée de la prise.

Le dessablage (extraction des matériaux transportés par suspension) est effectué dans des organes spéciaux placés à l'entrée des ouvrages d'amenée : chambre de décantation ou déssableur, ou grilles de protection.

Les organes de dégrèvement, de dessablage et d'élimination des corps flottants constituent les ouvrages d'épuration. Ils ont pour but d'empêcher le débit solide de pénétrer dans la dérivation.

On distingue 2 sortes de prises :

- Prise d'eau en rivière
- Prise d'eau en réservoir.

Dans le cas où un ouvrage de rehaussement du plan d'eau est nécessaire, on opte généralement pour une prise d'eau en réservoir.

Les prises d'eau en réservoir doivent être établies en tenant compte des conditions de sédimentation des réservoirs. La construction d'un barrage modifie les conditions d'écoulement du débit solide ; les matériaux transportés par charriage se déposent en tête de la retenue et les matériaux transportés en suspension (sables fins, limon, vase) se déposent au fond de la retenue.

Les dépôts de sédiment constituent alors la tranche morte du barrage.

Dans ce type de prise, l'organe de dégrèvement ou de dessablage ne sera plus nécessaire, la retenue elle-même joue ce rôle.

L'entrée des conduites d'amenée est seulement munie d'une grille et d'une vanne de garde, qui permet d'isoler le canal pour entretien.

VIII.2.2.2 Ouvrage de prise d'eau pour l'aménagement de l'IFANJA

VIII.2.2.2.1 Caractéristiques de l'ouvrage :

C'est une prise en rivière. Elle se trouve sur la rive droite de l'Ikotombolo juste devant une passe batardable de 1m du barrage cité ci-dessus. Elle est entièrement étanche et construit en maçonnerie de moellons hourdée au mortier de ciment dosé à 350 Kg/m³. C'est un canal en ciel ouvert directement lié au canal d'amenée après les deux vannes de garde.

Le radier et les parafeuilles s'ils existent seront en béton armé dosé à 350 kg/m³. Les détails techniques sont les suivantes :

- Hauteur : 3,50 m
- Largeur crête : 0,50 m
- Largeur à la base : 4,5 m
- Longueur : 3 m
- Epaisseur fondation en béton armé : 0,20 m
- Section circulaire : Ø1200 mm
- Cote crête du barrage : 1123,50 m
- Cote de la prise : 1120,70 m
- Cote base vanne murale : 1120,05 m
- Dimension ouverture de la vanne murale : 1,5 m × 1,5 m

Une grille métallique sera placée à l'entrée de la conduite d'amenée. D'après les calculs elle est stable.

VIII.2.2.2.2 Caractéristiques de la prise :

- Débit de la prise : 630l/s
- Prise en charge (orifice)
- Section circulaire

Formule utilisée : Formule de l'orifice en charge

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h} \quad (14)$$

Avec : Q= débit de la prise

μ = Coefficient de débit égal à 0,6

S= section de la prise

g= charge accélération de la pesanteur

Δh = charge sur l'orifice (différence entre le charge en amont de la prise et le charge en aval ($h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}}$))

Pour déterminer la hauteur en amont de la prise, on suppose qu'il n'y a pas d'ouvrage, on emploie la formule de Manning Strickler :

$$Q_n = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2} \quad (15)$$

Avec $Q_n = 3,9 \text{ m}^3/\text{s}$ (module interannuel)

$S = b \cdot h + m \cdot h^2$ (surface mouillée)

$P = b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$ (Périmètre mouillé)

$R_h = S/P$ (Rayon hydraulique)

$K = 30$ (coefficient de rugosité)

$I = 2^\circ/00$ (pente) et $b = 7\text{m}$ (base du canal)

$m = 3/2$ (coefficient de Strickler)

La hauteur d'eau en aval de la prise se calcule aussi avec la formule de Manning Strickler et même dimension que le canal d'amenée.

Nature de la prise :

Lorsque : $h_{\text{aval}} < 0,8 h_{\text{amont}}$ alors l'écoulement est dit dénoyé

$h_{\text{aval}} \geq 0,8 h_{\text{amont}}$ alors l'écoulement est dit noyé

Ici, on est en présence d'une prise noyée.

VII.2.2.2.3 Radier

Puisqu'on a un effort de compression relativement faible à la base ($< 1 \text{ kgf/cm}^2$), on armera le radier par un quadrillage à une nappe de 10Ø12 par mètre linéaire.

VIII.2.3 Canal d'amenée

VIII.2.3.1 Généralités

La pente d'un canal, la nature du sol et sa section commanderont la vitesse de l'eau dans le canal. Le plafond du canal doit s'abaisser régulièrement de l'amont vers l'aval.

On ne doit pas dépasser la vitesse maximale admissible pour éviter l'érosion du fond et les parois du canal. D'autre part, on ne doit pas trop s'abaisser en dessous d'un minimum pour éviter le dépôt des matières en suspension.

Pour notre projet, la longueur total du canal est de 920m. C'est un canal à ciel ouvert entièrement en maçonnerie de moellons.

VIII.2.3.2 Dimensionnement du canal d'amenée :

En supposant que le régime d'écoulement dans le canal est uniforme, on utilise la formule de Manning Strickler pour le dimensionnement du canal.

$$Q_n = K.S.R_H^{2/3}.I^{1/2} \quad (16)$$

Avec Q_n : débit nominal en m³/s

S : section mouillée du canal en m²

R_H : rayon hydraulique en m

K : coefficient de rugosité

I : pente moyenne du canal en m/m

VIII.2.3.3 Coefficient de rugosité du canal :

C'est un coefficient qui dépend de la nature des parois du canal. Sa valeur varie en général de 50 à 70 pour les canaux en béton ou maçonnerie et 30 à 40 pour ceux en terre.

Pour notre projet, on adoptera la valeur de K= 50 pour les canaux en maçonnerie

VIII.2.3.4 La vitesse de l'eau dans le canal :

Si la vitesse de l'eau dans le canal est trop élevée, il y a des risques d'érosion du fond et des parois. Par contre, si elle est trop faible, il y aura des dépôts de matières solides en suspension donc des risques d'ensablement du canal.

Il faut donc considérer les vitesses limites dans le dimensionnement du canal.

Dans la pratique, on devrait avoir les vitesses maximales admissibles suivant la nature du lit du canal. (Tableau ci-dessous)

Tableau n°18 : Les vitesses maximales admissibles suivant la nature du lit du canal sont les suivantes

Lit du canal	Vitesse maximale au fond en m/s
Sable fin	0,40 à 0,50
Argile compacte	0,60 à 0,75
Graviers fins	0,50 à 0,70
Gros graviers	0,70 à 0,90
Cailloux	1,00 à 1,20
Schistes tendres	1,50 à 1,80
Roches dures	2,00 à 4,00
Béton	4,00

VIII.2.3.5 La revanche :

La revanche est la hauteur entre le niveau d'eau dans le canal et la crête des berges. En principe, elle varie de 10cm à 50 cm. Dans ce projet, nous avons prendre comme hauteur de la revanche 0,18 m pour notre canal en maçonnerie de moellons.

VIII.2.3.6 Le principe de calcul du canal :

C'est un canal à profil rectangulaire. Il sert à transporter l'eau qui a une vitesse assez grande. Ce qui explique sa structure en maçonnerie de moellons qui protège le canal des effets de corrosion et pour éliminer la présence des végétaux dans le canal qui va perturber la nature d'écoulement.

On dimensionne le canal à partir de la formule de débit de Manning Strickler citée dans le paragraphe ci-dessus.

Après avoir dimensionné le canal, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{\Delta Q}{Q} = \frac{|Q_c - Q_n|}{Q_n} < 5\% \quad (17)$$

Où Q_n : débit nominal

Q_c : débit à partir de la formule de Manning Strickler

$R_{H \approx \frac{h}{2}}$ (Section à débit maximal)

h : Hauteur d'eau dans le canal

$V_{\min} < V < V_{\max}$

$h < b < 2h$

b : Largeur au plafond

VIII.2.3.7 Les caractéristiques du canal d'amenée :

- Nature du canal : maçonnerie de moellons
- Pente longitudinale : 3‰
- Forme : rectangulaire avec un talus de 1/1
- Largeur au plafond : 0,80 m
- Hauteur d'eau : 0,52 m
- Revanche : 0,18 m
- Vitesse : 0,92 m/s
- Débit : 0,63 m³/s
- Coefficient de rugosité : 50
- Perte de charge total : 2.76 m

VIII.2.4 Ouvrages de raccordement

VIII.2.4.1 Généralités

Les ouvrages de raccordement, comme leur nom l'indique, assurent la jonction entre le canal d'amenée et la conduite forcée (à écoulement en charge)

Ils sont de 2 types :

- La chambre de mise en charge si le canal d'amenée est à écoulement libre
- La cheminée d'équilibre si la galerie d'amenée est en charge

La cheminée d'équilibre permet :

- de réduire la valeur de surpressions produites par les coups de bélier dans la conduite forcée.
- de supprimer les surpressions dues aux coups de bélier dans la galerie d'amenée.

En effet, l'onde de pression produite par un coup de bélier, se réfléchit sur la surface libre de l'ouvrage de raccordement.

VIII.2.4.2 Mouvement oscillatoire de l'eau dans un ouvrage de raccordement

Supposons que la vanne de pied de la conduite forcée soit fermée. Le débit Q à travers la conduite s'annule et il apparaît dans celle-ci un régime de coup de bélier.

Mais dans la conduite d'amenée, le débit Q qui y régnait ne va pas s'annuler instantanément : aussi l'eau va s'élever dans l'ouvrage de raccordement du niveau correspondant à sa charge initiale pour atteindre une cote maximum, au moment même où le courant de l'eau s'arrêtera dans la conduite d'amenée aura été utilisée :

- à soulever l'eau dans l'ouvrage de raccordement jusqu'à ce niveau maximum

- à vaincre les frottements

Ensuite, un courant d'eau en sens contraire du précédent s'établit dans la conduite d'amenée : le niveau baisse dans l'ouvrage de raccordement et passe au-dessous du niveau statique (niveau d'eau dans le barrage). Il atteint une cote minimum pour laquelle l'énergie potentielle que l'eau possédait dans l'ouvrage de raccordement, au moment de sa montée maximum, est totalement transformée en énergie cinétique dans l'eau remise en mouvement (sens : ouvrage de raccordement- prise).

Il s'établit donc un mouvement oscillatoire qui s'amortit progressivement (à cause des frottements).

Dans notre cas, l'ouvrage de raccordement consiste en une chambre de mise en charge constituée par un élargissement et un approfondissement de la partie terminale du canal d'amenée, fermée du côté aval par un mur transversal appelé mur de fond, au bas duquel sont percés les orifices d'entrée des conduites forcées.

VIII.2.4.3 Dimensionnement de la Chambre de mise en charge

VIII.2.4.3.1 Largeur de la chambre

La charge de mise en charge doit être dimensionnée de façon à ce que les conduites forcées soient bien alimentées et également permettre le curage systématique. Cette double condition fixe la largeur minimum de la chambre, largeur généralement plus grande que celle du canal d'amenée.

Dans ce cas, la vitesse de l'eau est considérablement réduite en passant du canal d'amenée dans la chambre.

Il se produit donc une perte de charge au niveau de ce raccordement. Généralement, pour réduire cette perte de charge, on adopte un profil parabolique divergent de la conduite à l'entrée de la chambre au lieu d'une entrée brusque.

VIII.2.4.3.2 Capacité de la chambre de mise en charge

L'ouverture de la vanne d'admission d'eau de la turbine est commandée par un régulateur. Ce régulateur suit les variations de la charge aux quelles doit faire face l'alternateur ou l'arbre entraîné par la turbine.

Ces variations peuvent être très brusques ; le débit admis dans la turbine, doit alors varier rapidement. Par conséquent, le débit appelé par la conduite forcée dans la chambre de la mise en charge subit aussi des fluctuations dues soit à une augmentation brusque du débit appelé (fonctionnement à pleine charge des 2 turbines), soit à une diminution brusque du débit turbiné (arrêt de l'une des turbines ou des 2 turbines).

VIII.2.4.3.3 Surface de la chambre de mise en charge

La stabilité de la vitesse dans la conduite forcée et par conséquent, la vitesse à la turbine est assurée si la relation suivante est vérifiée.

$$F \geq 0,1 \frac{f.L}{H_n} \times \frac{W_{\max}^2}{h_v} \quad (18)$$

Où F : section de la chambre de mise en charge [m^2]

f : section de la conduite forcée [m^2]

L : longueur de la conduite [m]

$W_{\max}$: vitesse de l'eau dans la conduite quand les turbines fonctionnent en même temps [m/s]

H_n : Hauteur de chute nette

h_v : Pertes de charge dans la conduite d'amenée [m]

VIII.2.4.3.4 Hauteur d'eau dans la chambre de mise en charge

La hauteur d'eau dans la chambre de mise en charge doit permettre le fonctionnement en charge des conduites forcées. A cet effet, il faut maintenir une hauteur d'eau minimum au-dessus des orifices d'entrée des conduites.

La hauteur de la chambre proprement dite est déterminée en fonction de la hauteur maximale de l'eau qu'elle contient, hauteur atteint quand les vannes d'admission sont toutes fermées à l'entrée des turbines.

Cette hauteur mesurée à partir du niveau normal statique est donnée par la formule :

$$h^* = W_{\max} \cdot \sqrt{\frac{f \cdot l}{Fg}} - \frac{h_v}{2} \quad (19)$$

$W_{\max}$, f , L , F , h_v sont les paramètres définis ci-dessus

g : accélération de la pesanteur [m/s^2]

h^* : hauteur d'eau comptée à partir de la niveau normale statique

D'où :

$$h^* = 1,09 \text{ m}$$

Lorsque les vannes d'admission sont toutes fermées, le niveau d'eau dans la chambre de mise en charge diminue jusqu'à une valeur minimal en passant au dessous du NNS diminue des pertes dans le canal (conduite) d'amenée. Mesurée à partir de cette ligne de charge, cette hauteur minimale est par la formule empirique :

$$h^- = (w_1 - w_2) \cdot \frac{f \cdot L}{F \cdot g} - \frac{l}{2} (2 w_1^2 + w_1 w_2 + w_2^2) \cdot \frac{h_v}{w_{\max}^2} \quad (20)$$

Où w_1 : vitesse initiale correspondant au fonctionnement simultané des 2 turbines ($w_1 = w_{\max}$)

w_2 : vitesse finale correspondant à la fermeture complète et simultanée des vannes d'admission des 2 turbines ($w_2 = 0$)

Après calcul on a :

$$h = 0,16 \text{ m}$$

Un tuyau de vidange doit être placé dans la partie inférieure de la chambre pour évacuer les eaux de vidange.

VIII.2.4.3.5 Perte de charge au niveau des raccordements des conduites avec la chambre

VIII.2.4.3.5.1 Entrée dans la chambre de mise en charge

L'eau passe d'une partie à faible section à un réservoir. Nous sommes alors en présence d'un élargissement brusque, la perte de charge sera :

$$J_1 = k \frac{v^2}{2g} \quad (21)$$

k : coefficient égal à 0,5

v : vitesse dans la conduite d'amenée

g : accélération de la pesanteur

VIII.2.4.3.5.2 Entrée des conduites forcées

L'eau passe d'un réservoir vers une conduite à faible section. Nous sommes donc en présence d'un rétrécissement brusque

$$J_2 = k \frac{v^2}{2g} \quad (22)$$

Si nous adoptons une inclinaison directe de 45° à la sortie de la chambre de mise en charge (pour diminuer la longueur de la conduite), k prend la valeur 0,81.

Ainsi on a :

$$J_2 = 0,81 \frac{v^2}{2g}$$

VIII.2.4.3.5.3 Résultats

Dans notre cas, pour un diamètre de conduite égal à 0,35m et l'eau à l'intérieure de la conduite s'écoule à une vitesse de 3,32 m/s, nous avons les valeurs suivantes de j_1 et j_2 :

$$\begin{aligned} J_1 &= 0,28 \text{ m} \\ J_2 &= 0,45 \text{ m} \end{aligned}$$

VIII.2.4.4 Application à IFANJA

VIII.2.4.4.1 Surface minimum de la chambre de mise en charge

Nous avons les caractéristiques suivantes :

- Pertes de charge totales dans l'ensemble de l'aménagement :

$$\Delta h = 4,74 \text{ m}$$

- Hauteur correspondant à la perte de charge dans le canal d'amenée :

$$h_v = 2.76 \text{ m}$$

- Hauteur de chute nette :

$$H_n = H_b - \Delta h \quad (23)$$

D'où :

$$H_n = 73,51 \text{ m}$$

- Vitesse dans la conduite forcée :

$$W_{\max} = 3,32 \text{ m/s}$$

D'où :

$$F \geq 2,66 \text{ m}^2$$

Pour plus de commodité et pour des raisons de sécurité, adoptons $F = 4 \text{ m}^2$, soit une surface de $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$.

VIII.2.4.4.2 Hauteur maximale et minimale de l'eau dans la chambre de mise en charge

En donnant à F , f , L , h_v et $w_{\max}$ les valeurs susmentionnées, on trouve :

$h^* \approx 1,09 \text{ m}$ au dessus de NNS (cote 1120,85 m), soit donc à la cote 1121,94 m.

$h^- \approx 0,16 \text{ m}$ au dessus de la ligne de charge correspondant à la perte de charge $h_v = 2,76 \text{ m}$, soit donc à $(0,16 + 2,76) = 2,92 \text{ m}$ au-dessous du NNS à la cote 1119,02 m.

La génératrice supérieure de l'orifice d'entrée des conduites forcées doit se trouver ainsi à une cote inférieure à 1119,02 m.

En prenant 1117,67 m comme cote de la génératrice inférieure à l'entrée des conduites forcées, celle supérieure se trouvera à 1118,02 m. De ce fait, il existe une

hauteur minimale d'eau de 1119,02-1118,02 soit 1 m au dessus du point de plus haut de l'orifice d'entrée de la conduite. Elle est donc bien en charge.

VIII.2.4.4.3 Caractéristiques de l'ouvrage

La chambre de mise en charge sera formée d'un réservoir rectangulaire de 2m x 2m x 3m, non couvert, enduite entièrement d'un enduit étanche au mortier de ciment dosé à 500kg/m³. Elle repose sur une couche de béton de propreté dosé à 250 kg/m³.

Du point de vue mise en œuvre et économie, la chambre de mise en charge sera fait en maçonnerie de moellons.

Chaque paroi sera considérée comme un mur de soutènement soumis à l'action simultanée de l'eau qu'elle contient et de la terre qui l'entoure à mi-hauteur.

Le cas le plus défavorable est celui qui se présente quand la chambre est pleine c'est-à-dire pendant la période d'exploitation.

La hauteur d'eau maximale est égale à 2,59 m, le radier étant de 0,20m environ, la hauteur totale de la chambre sera 3m.

Pour des raisons de sécurité, on néglige la force de butée, de plus les effets de sous-pressions dues aux nappes phréatiques seront négligés (surface drainée).

VII.2.5 La conduite forcée

La conduite d'amenée débouche à son extrémité dans un bassin de mise en charge, réalisé en maçonnerie de moellons. Ce bassin représente une section horizontale de 4 m² et une profondeur de 3m.

VIII.2.5.1 Dimensionnement de la conduite forcée :

VII.2.5.1.1 Diamètre intérieur :

Les 2 conduites sont semblables et évacuent chacune un débit égale à

$$Q = 0,32\text{m}^3/\text{s}$$

Le diamètre peut être pris à $0,5\sqrt{Q}$

Alors le diamètre D est égal à 0,282m en première approximation.

Pour avoir une diamètre économique en respectant les normes, le diamètre doit être entre :

$D_1 = 0,45\sqrt{Q}$ $D_2 = 0,65\sqrt{Q} - 0,015Q$	(24)
--	------

D'où :

$0,254 < D < 0,362$

D'ailleurs, pour diminuer la perte de charge et pour avoir une hauteur nette maximum, prenons $D = 0,350 \text{ m}$.

Dans ce cas, la vitesse moyenne de l'écoulement dans la conduite forcée sera égale à :

$V = 3,32\text{m/s}$

VIII.2.5.1.2 Perte de charge : (Perte de charge linéaire)

La formule usuellement employée est celle de Maurice Levy :

$$J = \frac{V^2}{K \cdot \ell \cdot (1 + 3\sqrt{\ell})} \quad (25)$$

Avec $K = 560$ pour les conduites en tôles soudés

φ le rayon intérieur de la conduite

D'où :

$$J = 0,049 \text{ m/m}$$

La longueur de la conduite forcée est de 57m alors la perte de charge linéaire totale sera :

$$\Delta h = J \cdot L \quad (26)$$

D'où :

$$\Delta h = 2,76 \text{ m}$$

VIII.2.5.1.3 Perte de charge singulière :

-Au niveau de coude de 55°

$$J = K \cdot \frac{V^2}{2g} \quad (27)$$

Avec $K = 0,42$

$V = 3,32 \text{ m/s}$

D'où :

$$J = 0,23 \text{ m}$$

La perte de charge totale dans la conduite forcée est :

$$h = 5,88 + 0,23\text{m}$$

D'où :

$$h = 3,03 \text{ m}$$

VIII.2.5.1.4 Epaisseur de la conduite forcée

Il nous faudra une épaisseur bien épaisse pour pouvoir résister au vide intérieur de la conduite qui est au moins égal à :

$$e_1 = 8D = 2,8\text{mm}$$

De la formule de l'épaisseur pour la conduite forcée on aura :

$$e = \frac{Z.D}{2.K.C} \quad (28)$$

Avec $K = 1$ pour les conduites soudées

$$C = 14\text{Kg/mm}^2$$

C : contrainte maximale admissible pour l'acier 28Kg/mm^2 et $\delta = 2$

Or la conduite varie à chaque hauteur, de ce fait vérifions notre cas :

$$\Delta Z = \frac{2.K.C}{D} \quad (29)$$

$$\Delta Z = 80\text{m}$$

C'est exactement notre hauteur de chute alors la formule de l'épaisseur ci-dessus est invariable :

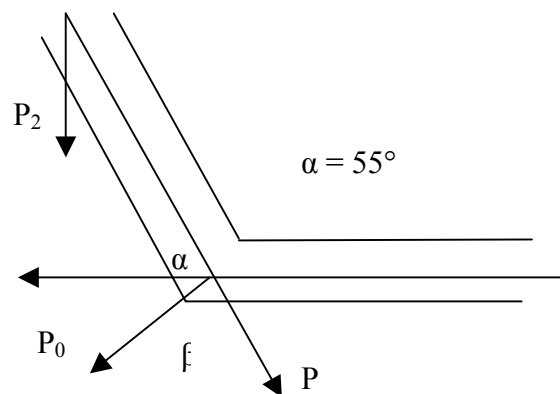
$$e = \frac{Z \times D}{2 \cdot K \cdot C} \quad (30)$$

D'où :

$$e = 1\text{mm}$$

Pour raison de sécurité, prenons $e = 3\text{mm}$

VIII.2.5.1.5 Supports des conduites : (Coude de 55°)



La butée d'angle sera soumise :

- aux pressions de l'eau
- au poids de la conduite et de l'eau qu'elle contient.

La pression d'épreuve de la conduite est prise égale à 1 bar, la vitesse de l'eau est de 3,32m/s et la surface de la conduite égal à :

$$S = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = 0,0962\text{m}^2 \quad (31)$$

La force de pression P exercée sur la conduite forcée est :

$$\begin{aligned} P &= 2. P_1. \cos \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (32) \\ &= 2. P_1. \sin \frac{\alpha}{2} \end{aligned}$$

D'où :

$P = 7494,82 \text{ kgf/m}^2$

P sera inclinée de l'angle $\beta = \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\alpha}{2} - 45^\circ \right)$

Soit $\beta = 17,5^\circ$ par rapport à la verticale.

P_0 la composante verticale et horizontale de P on a :

$$P_v = P. \cos \beta \quad (33)$$

$P_v = 7147,94 \text{ kgf/m}^2$

VIII.2.5.1.5 Sellettes d'appuis :

Des dèes de support sont nécessaires pour réduire les corrosions de la conduite forcée. Ils seront répartis sur 40m de longueur. On aura ainsi besoin de 8 supports espacés de 5m, de dimensions 0,50 x 0,50 x 0,50.

Ils seront en béton ordinaire dosé à 350Kg/m³.

VII.2.5.1.6 Système de drainage

Pour lutter contre la corrosion, on réalisera le drainage de la tranchée contenant la conduite en installant des buses perforées $\varnothing 100$.

CHAPITRE IX

EVALUATION DE LA PUISSANCE

IX.1 Hauteur brute :

La hauteur de chute brute est la dénivellation entre la surface libre de l'eau et l'entrée de la turbine, exprimée en mètres. Cette valeur permet de calculer la puissance potentielle au site.

La topographie du lieu a permis d'obtenir une hauteur brute, $H_b=80\text{m}$. Une évaluation sommaire de l'installation a donné une hauteur de chute nette, $H_n=73,51\text{ m}$.

IX.2 Charge de pointe (électrique)

La valeur de la charge de pointe (en Kw) est donnée par le distributeur local d'électricité. Il s'agit de la puissance maximale que le distributeur doit satisfaire pendant l'année. Pour les villages de la cuvette, elle est égale à 205 Kw à l'année 0.

IX.3 Puissance installée

La puissance installée est la puissance de la centrale, ou la production maximum d'électricité (en kW) à partir du site, définie par la hauteur de chute brute, le débit nominal d'équipement, le rendement et les pertes.

MODE DE CALCUL

La puissance installée d'une centrale hydroélectrique peut être définie de deux manières différentes : d'une part la puissance installée est la somme des puissances nominales apparentes des alternateurs des groupes principaux. D'autre part, la puissance installée est la somme des puissances actives maximales susceptibles d'être fournies par les groupes turboalternateurs principaux.

Pour IFANJA, la puissance installée correspond à la puissance mécanique disponible sur l'arbre des turbines. La valeur de cette puissance peut être rattachée aux valeurs des débits aménagés Q_a .

Elle est donnée par la formule :

$$p_n = \rho \cdot g \cdot Q_a \cdot H_n \quad (34)$$

Avec : P_n : puissance nette en watt

Q_a : débit d'aménagement en m^3/s

H_n : hauteur de chute nette en m

g : accélération de la pesanteur en m^3/s

Quand l'eau traverse la roue de la turbine, il se produit des pertes par frottement hydraulique et des pertes de freinage dû à la réaction du générateur.

La puissance P_a disponible aux bornes des alternateurs est obtenue en multipliant la puissance nette P_n par un coefficient η_t qui est le rendement des installations, facteur tenant en compte de toutes les pertes de puissances.

Par ailleurs, η_t est compris entre 75 et 85%. En adoptant la valeur moyenne, on prend la valeur de η_t qui est égale à 80%.

Nous avons alors :

$$P = \eta_t \cdot \rho \cdot g \cdot Q_a \cdot H_n$$

D'où :

$$P = 7,75 \cdot Q_a \cdot H_n \quad (35)$$

Avec P : puissance disponible en Kw

Dans le cas des réseaux isolés (diesel-électrique), si on augmente la puissance installée au-delà de la charge de pointe, on n'augmente pas le taux d'absorption d'énergie hydroélectrique. Par conséquent, on ne doit pas installer une puissance

supérieure à la charge de pointe sauf pour des raisons spéciales (utilisation d'énergie excédentaire, développements ultérieurs).

Pour notre projet on aura une puissance disponible égale à :

$$P = 359 \text{ KW}$$

IX.4 Energie Productible

La notion d'énergie productible caractérise la possibilité de production d'un aménagement hydroélectrique pendant une période donnée.

L'énergie productible aux bornes des alternateurs par le volume a pour expression :

$$W_S = \eta_t \cdot \frac{\rho \cdot g \cdot v_u \cdot H_t}{3600} \quad (36)$$

Avec W_S : énergie productible en KWh

V_u : volume en m^3

H_t : hauteur de chute disponible en m

η_t : Rendement global de l'aménagement, qui est égal à 0,8

L'énergie productible est encore égale au produit de la puissance installée par le temps de fonctionnement :

$$W_S = P.t \quad (37)$$

(Pour P constante pendant t)

Avec P : puissance disponible en KW

t : temps en h

d'où l'énergie productible par la centrale est égale à :

$$\begin{aligned} W_s &= 8616 \text{ KWh (dans la journée)} \\ W_s &= 3.144.840 \text{ (KWh dans l'année)} \end{aligned}$$

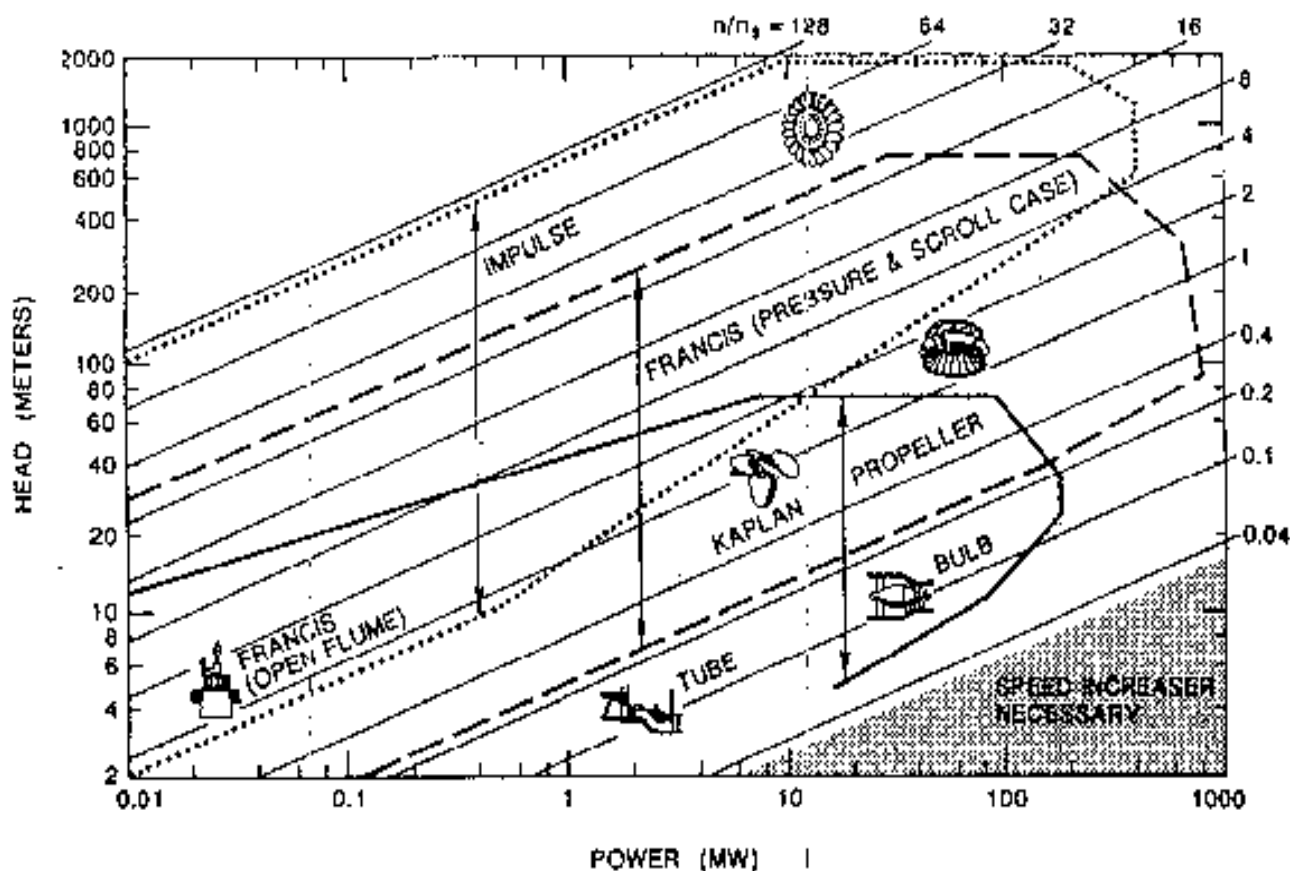
CHAPITRE X:

EQUIPEMENTS HYDRAULIQUES ET ELECTRIQUES

X.1 TURBINE

Plusieurs types de turbines ont été mis au point afin de répondre aux diverses conditions (c.-à-d. celles définies par la hauteur de chute et le débit). La figure ci-dessous [Gulliver, 1991] nous aide à choisir le type de turbine le plus approprié. Lorsque les paramètres de hauteur de chute et de débit d'un site permettent d'utiliser plus d'un type de turbine, on peut se référer aux commentaires du tableau ci-dessous qui guideront notre choix.

Le type de turbine permet de choisir le "rendement de la turbine" et le "facteur de correction en fonction du type de turbine" à partir desquels on peut estimer la puissance de la centrale, le facteur d'utilisation et l'énergie renouvelable disponible. La figure 5 et le tableau 1 permettent de déterminer le type de turbine.



Explication des termes de la figure 5	
Impulse	Turbine à impulsion
Francis (Pressure and scroll case)	Turbine de type Francis pressurisée à bêche spirale
Francis (Open Flume)	Turbine de type Francis à canal ouvert
Kaplan	Turbine de type Kaplan
Propeller	Turbine à hélice
Bulb	Turbine à bulbe
Tube	Petite turbine bulbe
Speed increaser	Multiplicateur de vitesse

**Fig.8 : Courbe de sélection d'une turbine pour petite centrale hydroélectrique
[Gulliver, 1991]**

Pour le tableau 19

¹ Rendement de la turbine à sa puissance nominale.

² Les turbines à bulbe et à tube indiquées à la figure 8 seront du type Kaplan ou à hélice.

³ "Pelton" désigne les turbines à action indiquées à la figure 8.

⁴ Débit minimum pour assurer le démarrage de la turbine et la production d'électricité.

Tableau n° 19 : Facteurs d'ajustement du type de turbine pour petite centrale hydroélectrique

Type de turbine	Rendement de la turbine ¹	Facteur d'ajustement de la turbine	Débit minimum ⁴ exprimé en % du débit nominal d'équipement	Commentaires
Kaplan ²	0.9	1.00	15%	Bon rendement sur une grande plage de débits
Hélice ²	0.9	0.89	40%	Plage de débits limitée
Francis	0.9	0.90	30%	Plage de débits limitée
Double Francis	0.9	0.97	15%	Bon rendement sur une grande plage de débits
Pelton ³	0.9	1.02	15%	Bon rendement sur une grande plage de débits
À impulsion radiale	0.8	0.92	15%	Rendement réduit sur une grande plage de débits.

Alors, le type de turbine approprié à la nouvelle centrale d'IFANJA est la turbine Francis (pressure and scroll case) ou turbine de type Francis pressurisée à bêche spirale pour une hauteur de chute nette de 75,6 m et de 0,63 m³/s de débit.

C'est une turbine à réaction qui fonctionne à certaine pression du liquide et à une certaine énergie cinétique du liquide.

Alors la centrale est équipée de 2 turbines Francis à pôle non réglable, voie spirale et distributeur.

Le rendement optimal de la turbine est donné par le tableau n°19 qui est égal à 0,90%.

X.1.1 La taille de la roue de la turbine à réaction

$$D = K \cdot Q_d^{0,473} \quad (38)$$

Où

D= diamètre de l'aube de la roue en m

K = 0,46 pour d < 1,8 (pour nous d = 0,30m)

= 0,41 pour d ≥ 1,8

Qd = débit nominal (0,32m³/s)

Alors

D= 0,268m

X.1.2 La vitesse spécifique

$$n_q = K \cdot h^{-0,5} \quad (39)$$

Où

n_q = Vitesse spécifique basée sur le débit

K= 600 pour les turbines Francis

h= Chute nette en m

Alors :

n _q = 69,98m.s ⁻¹

X.1.3 Ajustement de la vitesse spécifique au rendement de pointe

$$e_{nq} = [(nq - 56) / 256]^2 \quad (40)$$

D'où

$$e_{nq} = 0,003$$

X.1.4 Ajustement de la taille de la roue au rendement de pointe

$$e_d = (0,081 + e_{nq}) \cdot (1 - 0,789 \cdot D^{-0,2}) \quad (41)$$

D'où

$$e_d = -0,025$$

X.1.5 Le rendement de pointe de la turbine

$$e_p = (0,919 - e_{nq} + e_d) - 0,0305 + 0,005 \cdot R_m \quad (42)$$

Où

R_m = Coefficient de conception égal à 4,5

$$e_p = 0,88$$

X.1.6 Le débit au rendement de pointe

$$Q_p = 0,65 \cdot Q_d \cdot n_q^{0,05} \quad (43)$$

$$Q_p = 0,26 \text{ m}^3/\text{s}$$

X.1.7 Le rendement aux débits inférieurs au débit du rendement de pointe

$$e_q = \left\{ 1 - \left[1,25 \times \left(\frac{(Q_p - Q)}{Q_p} \right)^{(3,94 - 0,0195 \cdot n_q)} \right] \right\} \times e_p \quad (44)$$

Tableau n°20 : Les résultats par rapport aux débits inférieurs au débit au rendement de pointe de la turbine

Q(m ³ /s)	e _q
0,25	0,879
0,24	0,878
0,23	0,875
0,22	0,871
0,20	0,854
0,18	0,827
0,16	0,786

X.1.8 Chute du rendement à pleine puissance

$$e_q' = 0,0072 \cdot n_q^{0,4} \quad (45)$$

D'où

$e_q' = 0,04$

X.1.9 Rendement à pleine puissance

$$e_r = (1 - e_p') \cdot e_p \quad (46)$$

d'où

$e_r = 0,84$

X.1.10 Rendement aux débits supérieurs au débit au rendement de pointe

$$e_q = e_p - \left[\left(\frac{Q - Q_p}{Q_d - Q_p} \right)^2 \times (e_p - e_r) \right] \quad (47)$$

Tableau n°21 : Les résultats par rapport aux débits supérieurs au débit au rendement de pointe de la turbine

Q (m³/s)	e _q
0,27	0,878
0,28	0,875
0,29	0,870
0,30	0,862
0,31	0,852
0,32	0,840

X.2 ALTERNATEUR

Le type d'alternateur choisit pour la centrale d'IFANJA est l'alternateur synchrone. C'est le plus utilisé pour l'alimentation des petits réseaux autonomes car l'inducteur qui crée le champ magnétique est entraîné par l'arbre de la turbine et les rotors. Et que les rotors sont constitués des éléments permanents ceux qui présentent l'avantage par rapport à l'alternateur asynchrone.

La transmission du mouvement de rotation de la turbine à l'alternateur se fera par l'intermédiaire d'une courroie plate. Le rapport entre les poulies sera déterminé en fonction de la vitesse de rotation de l'alternateur (rapport multiplicateur de vitesse).

C'est un alternateur triphasé (50 HZ), d'une puissance G donnée par la formule :

$$G = \frac{P}{\cos \varphi} \quad (48)$$

Avec P : puissance appelée

$\cos \varphi$: facteur de puissance égal à 0,9

D'où :

$$G = 399 \text{ KVA}$$

L'alternateur délivre une puissance de 400KVA à la tension $380 \pm 10\%V$.

CHAPITRE XI

USINE

XI.1 CARACTERISTIQUES DE L'OUVRAGE

- Fondation
- Planchers
- Murs
- Toiture

L'usine comporte 2 parties principales :

- Un compartiment qui est réservé aux turbines de dimension 8,00 x 3,80 m : la salle des turbines
- Un compartiment réservé aux machines : la salle des machines de dimension 13,00 m x 6,00 m

XI.2 Fondation

La fondation sera en maçonnerie de moellons de 1,50 m de hauteur et de 0,35 m d'épaisseur.

XI.3 Planchers

- Pour la salle des machines le plancher sera constitué d'une dalle reposant sur une maçonnerie hérissonnée, en béton légèrement armé dosé à 350 kg/m^3 avec des aciers Ø8 formant quadrillage. L'épaisseur de la dalle est de 0,10 m.

- Pour la salle des turbines, le plancher sera surélevé et constitué par une dalle en béton dosé à 350 kg/m^3 armé avec des aciers Ø8 comme précédemment. Son épaisseur est également égale à 0,10 m.

XI.4 Murs

- Pour la salle des turbines, les murs seront en maçonnerie de briques artisanales à parements pour l'extérieur et enduits à l'intérieur, d'épaisseur 0,22 m.

- Pour la salle de machines, par souci d'économie les murs seront en bois.

XI.5 Toiture

La toiture sera en tôle.

CHAPITRE XII

ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

XII.1 INTRODUCTION

L'étude d'impact est une identification et une analyse des effets positifs et négatifs d'un projet sur l'environnement, le cadre de vie et la santé.

Instaurée par la loi sur la protection de la nature votée en 1976, l'étude d'impact est un instrument essentiel pour la protection de l'environnement

La prise en compte de l'environnement dans un aménagement hydroélectrique se situe essentiellement, aujourd'hui, au stade des études de faisabilité et de la demande d'autorisation (avant-projet sommaire). Elle se concrétise par la réalisation de l'étude d'impact.

Les projets de petite centrale hydroélectrique (PCH) dont la puissance maximale brute dépasse 500 KW sont soumis à l'étude d'impact, les projets dont la puissance est inférieure à 500 KW comme notre projet d'aménagement sont soumis à notice d'impact.

Pour une petite centrale hydroélectrique, la démarche consiste à :

- Réaliser une analyse environnementale de la PCH : contexte réglementaire, état des lieux, impacts environnementaux,
- Définir ensuite une politique environnementale et un Système de Management Environnemental (SME) visant à définir les performances environnementales à atteindre et à mettre en place les moyens nécessaires pour atteindre les objectifs.
- A mettre en œuvre ce SME et assurer un contrôle en continu.

Cependant, l'étude d'impact pour un aménagement existant ne se conduit pas de la même manière qu'un projet neuf, pour certains thèmes environnementaux. Pour notre

projet, on fait les études simultanément pour l'étude préliminaire, et ce n'est qu'à partir de l'étude de faisabilité qu'elles seront traitées séparément.

XII.2. ELABORATION DE L'ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL : (E.I.E)

Définition de l'environnement :

Dans le contexte appliqué de l'EIE, la notion "d'Environnement" a eu durant longtemps une signification différente pour les spécialistes des sciences humaines et sociales et ceux des sciences naturelles.

En sciences humaines et sociales, l'environnement désigne le milieu social qui entoure et influe sur les activités humaines.

En sciences naturelles, il désigne les écosystèmes naturels indépendants des entres humains et entourant un organisme vivant, un animal ou une plante.

XII.3 Définition de l'Etude d'impact Environnemental

C'est un processus analytique utilisé dans la planification du développement. Ces processus sert à prévoir et à déterminer les conséquences écologiques et sociales positives d'un projet de développement proposé.

XII.4 Définition de la notice d'impact

La notice d'impact est la version simplifiée de l'étude d'impact, la notice comprend théoriquement deux rubriques décrivant respectivement les incidences éventuelles du projet sur l'environnement et les conditions dans lesquelles l'opération projetée satisfait aux préoccupations d'environnement.

Dans les faits, même si la notice ne requiert pas réglementairement le plan indiqué pour l'étude d'impact, il est fortement recommandé de s'en inspirer. Selon la réglementation, le contenu de l'étude doit être en relation avec l'importance des travaux et des aménagements projetés et avec leurs incidences prévisibles sur l'environnement.

En définitive, la notice ne diffère de l'étude d'impacts que par :

- Le nombre plus limité de domaines à étudier, en ne prenant en compte que les critères les plus pertinents,
- Le nombre plus limité de campagnes saisonnières de mesures physicochimiques et hydrobiologiques. En pratique l'usage consacre 1 ou 2 campagnes pour la notice, contre 4 pour l'étude d'impact.

XII.5. LE CONTENU ET LES FONDEMENTS DE L'ETUDE D'IMPACT

XII.5.1 Décret MECIE

Le décret MECIE a pour objet de fixer les règles et procédures à suivre en vue de la mise en comptabilité des investissements avec l'environnement et de préciser la nature, les attributions et le degré d'autorisation des institutions ou organismes habilités à cet effet.

5.2 XII. Processus d'évaluation environnementale

L'article 10 de la charte de l'environnement relatif à la MECIE définit les projets devant être évalués, le processus à suivre, la procédure d'évaluation.

XII.5.3 Contenu de l'EIE

L'article 11 du décret MECIE stipule que l'EIE devra au moins comprendre :

- Un document certifiant juridique du lieu d'implantation du projet
- Une description du projet d'investissement
- Une analyse du système environnemental affecté ou pouvant être affecté par le projet
- Une analyse prospective des efforts possibles sur le système précédemment décrit des interventions projetées
- Un plan de gestion environnemental du projet
- Un résumé non technique

Il n'y a pas un modèle unique de plan d'étude d'impact, d'autant plus que celle-ci s'adresse à un public large associant des personnes compétentes dans le domaine de l'hydraulique ou de l'hydrobiologie et des personnes non averties. Nous considérons que le rédacteur doit toujours être attentif à la lisibilité du document et à la cohérence de la démarche.

XII.5.4 Objectifs

Le décret numéro 02 du 12 octobre 1977 modifié mentionne que l'étude d'impact doit présenter successivement :

- 1- Une analyse de l'état initial du site et de son environnement, portant notamment sur les richesses naturelles et les espaces naturels agricoles, forestiers, maritimes ou de loisirs, affectés par les aménagements ou ouvrages ;
- 2- Une analyse des effets directs et indirects, temporaires ou permanents du projet sur l'environnement et la santé, et, en particulier sur la faune et la flore, les sites et les paysages, le sol, l'eau, l'air, le climat, les milieux et les équilibres naturels, les équilibres biologiques, sur la commodité du voisinage (bruit, vibrations, odeurs, émissions lumineuses) ou sur l'hygiène, la sécurité et la salubrité publique ;
- 3- Les raisons pour lesquelles, notamment du point de vue des préoccupations d'environnement, parmi les partis envisagés, le projet présenté a été retenu ;
- 4- Les mesures envisagées par le maître d'ouvrage ou le pétitionnaire pour supprimer, réduire et, si possible, compenser les conséquences dommageables du projet sur l'environnement, ainsi que l'estimation des dépenses correspondantes ;
- 5- Une analyse des méthodes utilisées pour évaluer les effets du projet sur l'environnement mentionnant les difficultés éventuelles de nature technique ou scientifique rencontrées pour établir cette évaluation.

Afin de faciliter la prise de connaissance par le public des informations contenues dans l'étude, celle-ci fera l'objet d'un résumé non technique.

Lorsque la totalité des travaux prévus au programme est réalisée de manière simultanée, l'étude d'impact doit porter sur l'ensemble du programme. Lorsque la réalisation est échelonnée dans le temps, l'étude d'impact de chacune des phases de l'opération doit comporter une appréciation des impacts de l'ensemble du programme.

Alors, notre plan d'étude suivra les ordres prescrits ci-dessus par le décret numéro 02 du 12 octobre 1977 modifié.

XII.6 ETUDE ET ANALYSE DE LA SITUATION ENVIRONNEMENTALE ACTUELLE DU SITE

Cette section de l'étude comprend la description des composantes pertinentes des milieux naturel et humain intéressés par le projet. L'étude précise les raisons et les critères qui justifient le choix des composantes à prendre en considération.

Les principales composantes du milieu environnemental sont :

- La qualité physico-chimique et bactériologique des eaux de surface ;
- La nature de la base du lit des cours d'eau ;
- L'exploitation des cours et des autres plans d'eau
- Le régime sédimentologie (zones d'érosion et d'accumulation)
- La nature des sols et des dépôts de surface ;
- Le bruit ;
- La faune et la flore
- Le milieu humain et social

XII.6.1 Etude des milieux récepteurs (voir généralité sur la zone d'étude)

XII.6.2 Situation environnementale actuelle des sites

La morphologie du terrain traversé représente une forte pente jusqu'aux rizières. Les bassins versants latéraux de la vallée de la cuvette d'IFANJA sont presque dénudés. Il n'existe plus que des sceptres comme couverture du bassin versant et quelques troncs d'arbre, témoins du passage des feux de brousse. La pratique du tavy dans cette région est accentuée. Ce qui accélère le déboisement et l'érosion des versants de montagne.

XII.6.3 Effets négatives de la situation actuelle

XII.6.3.1 Effets Sur L'environnement

L'existence du barrage engendre des effets négatifs sur l'environnement dont les plus importants sont :

- départ et accélération des phénomènes d'érosion et de glissement de terrain
- augmentation du débris solide qui ensable les cours d'eau et les rizières
- baisse d'enthousiasme des intervenants à assurer un suivi régulier des actions environnementales

XII.6.3.2 Effets socio-économiques

Les effets socio-économiques de l'électrification touchent directement la vie de la population locale dont les plus importants sont :

- faible rendement de la production agricole
- mauvaise gérance de l'eau
- insécurité de la population la nuit
- retard sur les actualités
- temps de travail très limité surtout en hiver

XII.7. IDENTIFICATION DES PRINCIPAUX IMPACTS DE LA REHABILITATION ET DE L'AMENAGEMENT SUR L'ENVIRONNEMENT

XII.7.1 Impacts environnementaux

Il faut considérer les impacts négatifs et positifs, directs et indirects, sur l'Environnement et aussi les impacts cumulatifs et synergiques et/ou irréversibles liés à la réalisation du projet.

Les impacts identifiés seront classés selon leurs niveaux d'importance et concerneront entre autres :

- les impacts sur les milieux naturels ;
- les impacts sur les milieux humains, socio-économiques et culturels

XII.7.2 Impacts potentiels sur le milieu physique

Tableau n°22 : Impacts potentiels sur le milieu physique

RECEPTEUR	IMPACTS POTENTIELS
Eau	- Affouillement de la base de l'ouvrage et des berges ; - Modification des caractéristiques et de la disponibilité des - eaux de surface et souterraine ; - Risque d'inondation de la zone amont ; - Perturbation du système hydraulique par la dérivation ; - Rabattement de la nappe ; - Ensablement du cours d'eau ;

Sol	- Erosion et déstabilisation du sol ; - Compactage du sol au niveau des déviations ; - Pollution due aux éclats, débris rocheux ; - Risque d'accidents liés à la dénivellation créée artificiellement par l'exploitation de gîtes et emprunts ; - Assèchement des zones humides ; - Glissement de terrain par l'effet de vibration ;
Air	- Pollution due à l'émanation des poussières ; - Pollution sonore ;

XII.7.3 Impacts potentiels sur le milieu biologique

Tableau n° 23: Impacts potentiels sur le milieu biologique

RECEPTEUR	IMPACTS POTENTIELS
Flore	6-Pollution visuelle par destruction du paysage ; 7-Destruction de certaine quantité de couverture végétale ; 8-Diminution de la productivité des écosystèmes terrestres et aquatiques ;
Faune	- Modification de l'habitat faunistique ; - Perturbation d'habitats des zones de reproduction en milieu aquatique ; - Prolifération des anophèles dans les eaux stagnantes des zones laissés en état ;

XII.7.4 Impacts potentiels sur le milieu humain

Tableau n°24 : Impacts potentiels sur le milieu humain

RECEPTEUR	IMPACTS POTENTIELS
Homme	- Afflux des populations aux alentours - Sécurité contre les banditismes
Activités socio-économiques	Risques de perturbation passagère des activités habituelles (déviation provisoire du cours d'eau et implantation du chantier) ; Augmentation du loyer et du prix du terrain ; Risques de perturbation des activités culturelles et aux us et coutumes locales ; Risque de destruction de tombeau et d'habitation due à l'abattage à l'explosif ; Pollution organique et nuisance olfactive (absence des toilettes, déchets ménagers) ; Amélioration des échanges interpersonnels Eclairage des villages Changement de plan d'urbanisation Prolongement du temps de travail Création d'emploi temporaire en phase des travaux; Augmentation de la production ; Développement du secteur informel ;

Tourisme	- Augmentation de la fréquentation de la station thermale ; - Augmentation des visiteurs ; - Extension des structures d'accueil ; - Possibilité de création d'une zone d'intervention écotouristique à Anosibe IFANJA ; - Création d'emplois liés à l'écotourisme. - Création d'industrie de production
----------	---

XII.8. Proposition des alternatives et mesures envisagées

Les mesures d'atténuations se définissent comme l'ensemble des moyens envisagés pour éviter ou réduire les impacts négatifs sur l'Environnement.

Les mesures peuvent être générales ou spécifiques. Les mesures générales seront destinées à atténuer les effets négatifs d'un projet pris dans son ensemble. Les mesures spécifiques viseront l'atténuation des impacts sur une composante de l'environnement particulier.

La démarche consiste à privilégier d'abord les mesures pour éviter, puis les mesures pour réduire, et enfin les mesures pour compenser.

XII.8.1 Mesure générales

Respecter un périmètre de protection autour des zones sensibles et éviter tout déboisement ou élimination de la couverture végétale : rives des plan d'eau, habitats faunistique.

Etablir un climat de concertation, des dialogues permanents avec la communauté locale dès la phase préparatoire.

Réduire les pentes raides et sensibles à l'érosion.

Réduire au minimum les travaux dans les zones sensibles.

Coordonner les travaux avec les autres utilisateurs du territoire.

Encourager l'emploi de la main d'œuvre locale.

A la fin des travaux, nettoyer et remettre dans leur état initial les composantes du milieu touché.

Limiter les charges des camions transporteurs de matériaux

XII.8.2 Mesures Spécifiques

Le tableau suivant montre les mesures d'atténuation des impacts négatifs.

Tableau n°25 : Mesures d'atténuation des impacts négatifs

MILIEU PHYSIQUE		
Milieu récepteur	Impacts	Mesures d'atténuation
Eau	- Affouillement de la base de l'ouvrage et des berges ; - Modification des caractéristiques et de la disponibilité des eaux de surface et souterraines ;	- construction des parafeuilles et des murs d'encaissements ; - Orienter les eaux de ruissellement et de drainage de façon à ce qu'elles contournent le site des travaux et les diriger vers les zones de végétation qui permettrait une bonne infiltration sans risque de prolifération, d'érosion et de formation de lavaka - Interdiction de déversement sur le sol, en phase chantier, hydrocarbures et produits chimiques. - Adaptation d'un mode opératoire en phase chantier pour limiter les matières en suspension ;
	- Risque d'inondation de la zone	- Mettre un barrage mobile ou

	amont ; -Perturbation du système hydraulique par la dérivation ; - Rabattement de la nappe ; - Ensablement du cours d'eau ;	sémi-mobile équipé d'un ouvrage de chasse ; -Maintien d'un débit réservé modulé dans le temps Installer des dispositifs pour capter les sédiments comme un bassin de décantation à la sortie de l'ouvrage
Sol	- Erosion et déstabilisation du sol ; - Pollution due aux éclats, débris rocheux ; - Risque d'accidents liés à la dénivellation créée artificiellement par l'exploitation de gîtes et emprunts ; - Assèchement des zones	Reboiser le terrain utilisé Retalutage et protection par du végétal Fasciner et engazonner les talus Arrosage des produits à concasser Limiter les interventions sur les sols érodables A la fin des travaux, niveler les sols remaniés et procéder rapidement à l'engazonnement et à la plantation d'arbres ou arbustes Remettre en place les terres et

	humides ; - Glissement de terrain par l'effet de vibration ;	végétales enlevées Fournir un plan d'aménagement Favoriser l'utilisation des bancs d'emprunt existants Traitement de glissement Installer la carrière et le gîte loin des villages et des zones de culture - Restaurer les sites d'intervention en rétablissant le profil original de la topographie et des sols
Air	- Nuisances sonores	Eviter de travailler la nuit

MILIEU BIOLOGIQUE		
Milieu récepteur	Impacts	Mesures d'atténuation
Flore	9-Pollution visuelle par destruction du paysage ; 10- Destruction de certaine quantité de couverture végétale ;	- clôturer le terrain à utiliser - Eviter d'utiliser un grand espace ; - protéger les plantes pendant la régénération des plantes ; - Reboiser le terrain utiliser ; - remettre en place les terres végétales enlevées ; - Protéger les arbres de la machinerie en bordure des emprises ; - restaure la végétation après la fin

	11- Diminution de la productivité des écosystèmes terrestres et aquatiques ;	des travaux ; - Eviter le déboisement et la destruction de la végétation riveraine ;
Faune	- Modification de l'habitat faunistique ; - Perturbation d'habitats des zones de reproduction en milieu aquatique ; - Prolifération des anophèles dans les eaux stagnantes des zones laisses en état.	- Eviter les zones sensibles ; - Protéger les zones d'habitats productifs, les zones humides et les zones frayères reconnues ; - Elaborer l'horaire de travail et les calendriers des activités en tenant compte des utilisations du territoire par la faune ; Aucun travail ne devra être réalisé dans les aires de reproduction de la faune durant la période de reproduction. - faites en sorte que toutes les eaux circulent ;

MILIEU HUMAIN		
Milieu récepteur	Impacts	Mesures d'atténuation
Homme	- Afflux des populations aux alentours ; - Danger pour le passage des engins et les travaux des chantiers; - Risque de maladie pulmonaire et auditive des agents ;	- Plan d'assainissement Inscrire les ouvriers importés au niveau des Fonkontany. - Informer les conducteurs et les opérateurs des machines des normes de sécurité à respecter en tout temps ; - Installer des panneaux d'interdiction d'accès et clôture signalant l'excavation ; - limiter la vitesse des engins dans les endroits à dense affluence ; - Informer et sensibiliser les populations locales et les avertir avant les tirs à l'explosif ; - mettre le masque anti-poussière et le casque anti-bruit - Suivi médical rapproché ; - Installer la carrière, la centrale d'enrobage et de concassage, les gîtes loin des villages ; - Prévoir l'instauration d'un plan d'urgence ;

		- Installer et orienter les équipements d'émissions de poussières et de bruits en fonction de la direction du vent ; - Arroser le tas de matériaux et la route ; - Aménager les dépôts des déchets loin des lieux fréquentés, des zones sensibles, des zones d'activités agricoles ; - Dédommager les victimes.
Activités socio-économiques	Risques de perturbation passagère des activités habituelles (déviation provisoire du cours d'eau et implantation du chantier) ; Risques de perturbation des activités culturelles et aux us et coutumes locales ; Risque de destruction de tombeau et d'habitation due à l'abattage à l'explosif ;	Informar la population aux travaux ; - Elaborer des activités en tenant compte des utilisations du territoire Respecter le particularisme des populations ; Prévoir des procédures de consultation ; -Effectuer les travaux de façon à nuire le moins possible aux cultures et aux pratiques culturelles existantes Indemniser les propriétés concernées ;

	Pollution organique et nuisance olfactive (absence des toilettes, déchets ménagers) ;	Anticipation par la consultation du public en amont pour leur emplacement et de réinstallation ; - Prévoir un plan d'assainissement du chantier.
--	--	--

XII.8.3 Evaluation des effets du projet sur l'environnement

Le concept de durabilité de l'objectif de l'EIE concerne la préservation de l'Environnement et de la pérennisation des infrastructures. Cela exige la mise en place d'un plan de gestion environnementale du projet (PGE) conforme au chapitre 1 de l'article 2 du décret MECIE. Le PGE constitue le cahier des charges environnementales du projet et comprend :

- Les structures de suivi, de contrôle et d'Entretien à mettre en place
- La charte de responsabilités de ces structures
- Les actions à entreprendre
- Les outils et méthode de suivi environnemental

Tableau n°26 : Les structures et leurs représentants dans l'application de l'E.I.E

Structure	Représentant
Structure institutionnelle	Ministères (environnement, Travaux Publics, Eaux et Forêts)
Structure opérationnelle	ONE
Structure des gestions opérationnelles	MINTP, ANGAP, DEF, ONG
Structure de mise en œuvre	Bureau d'Etude, Entreprise
Structure locale	Public, ONG

Le suivi environnemental comprend :

Le suivi environnemental en phase travaux qui peut être décomposé en deux phases principales :

A la phase projet de détail et consultation des entreprises où les mesures environnementales sont affinées.

A la phase chantier où le promoteur suit les différentes opérations et contrôle les exigences environnementales.

Le suivi environnemental en phase exploitation de l'ouvrage ;

Les mesures réductrices ou compensatoires mentionnées dans l'étude d'impact doivent être suffisamment précises pour juger de leur faisabilité effective et engager la responsabilité du promoteur.

Néanmoins, dans une démarche qualité, il est important de s'assurer la continuité de la prise en compte de l'environnement, de la conception du projet à l'exploitation de l'ouvrage.

Tout le plan nécessite la mise en œuvre d'un cadre institutionnel garant de la réussite du projet et de répondre aux objectifs et exigences de la politique national de conservation et de développement.

XII.9 COÛT DE LA PROTECTION ENVIRONNEMENTALE

Dans le cadre des estimations du coût de la protection environnementale de ce projet, les prix unitaires adoptés résultent d'une analyse des prix pratiqués pour ces types de travaux par des petites et moyennes entreprises locales tenant compte de l'état du lieu au site du projet.

Le coût de cette protection environnementale est estimé à 15 000 000 Ariary d'où 75 000 000 Fmg.

L'E.I.E peut prescrire des programmes de surveillance ou des inspections périodiques des impacts, des plans d'urgence pour des actions réglementaires, l'implication de la communauté locale pour la décision ultérieurs afin d'assurer que la mise en œuvre d'un projet approuvé respecte l'environnement

RESUME

L'aménagement hydroélectrique dans la cuvette d'IFANJA entraîne des effets qui se répercutent sur le contexte environnemental. Pour cela, on a élargi l'éventail des activités de protection de l'environnement notamment sous l'effet de l'aménagement. Ainsi, il est nécessaire d'étudier les impacts provoqués par l'aménagement en considérant toujours l'apparition des problèmes dominants concernant l'Environnement.

Enfin, nous avons essayé d'évoquer et d'analyser les situations actuelles du périmètre d'en tirer des solutions techniquement et économiquement convenables.

CHAPITRE XIII

CALCUL DES COUTS

Généralité

On calculera le coût estimatif du projet par les deux méthodes d'évaluation des coûts: la méthode d'évaluation des coûts « Détaillée » et la méthode d'évaluation des coûts par « Formule ».

XIII.1 LA MÉTHODE DE CALCUL DES COÛTS PAR FORMULES

La méthode d'évaluation des coûts par formules proposées par RETScreen est basée sur des formules empiriques qui ont été développées de manière à pouvoir faire une corrélation entre les coûts du projet concerné et ceux de projets de référence. Les coûts d'un certain nombre de projets ont été utilisés pour développer ces formules.

Formule des coûts de base

Etude de faisabilité :

$$Eq_1 = 0,032. \sum (Eq_2) \text{ à } (Eq_{15}) \quad (49)$$

Développement :

$$Eq_2 = 0,04. \sum (Eq_3) \text{ à } (Eq_{14}) \quad (50)$$

Ingénierie :

$$Eq_3 = 0,37.n^{0,1}. E. \left(\frac{MW}{H_g^{0,3}} \right)^{0,54} \times 10^6 \quad (51)$$

Equipements énergétiques :

Génératrice et contrôle :

$$Eq_4 = 0,82.n^{0,96} \cdot G \cdot Cg \cdot \left(\frac{MW}{H_g^{0,28}} \right)^{0,9} \times 10^6 \quad (52)$$

Turbine Francis et régulateur :

$$Eq_4' = 0,17 \cdot n^{0,96} \cdot J_t \cdot K_t \cdot d^{1,47} \left\{ (13 + 0,01.Hg)^{0,3} + 3 \right\} \times 10^6 \quad (53)$$

Installation des équipements énergétiques

$$Eq_5 = 0,15 \cdot (Eq_4 + Eq_4') \quad (54)$$

Chemin d'accès

$$Eq_6 = 0,025 \cdot T \cdot A^2 \cdot l_a^{0,9} \times 10^6 \quad (55)$$

Ligne électrique

$$Eq_7 = 0,0011 \cdot D \cdot P \cdot l_t^{0,95} \times V \times 10^6 \quad (56)$$

Poste et transformateur

$$Eq_8 = (0,0025 \cdot n^{0,95} + 0,002 (0+1)) \times \left(\frac{MW}{0,95} \right)^{0,9} \times V^{0,3} \times 10^6 \quad (57)$$

Installation du poste et du transformateur

$$Eq_9 = 0,15 \times Eq_8 \quad (58)$$

Génie Civil

$$Eq_{10} = 3,54 \cdot n^{-0,04} \cdot C \cdot R \cdot \left(\frac{MW}{H_g^{0,3}} \right) \times (1 + 0,01 \cdot l_b) \times \left(1 + 0,005 \cdot \frac{l_d}{H_g} \right) \times 10^6 \quad (59)$$

Conduite forcée

$$Eq_{11} = 20 \cdot n_p^{0,35} \cdot W^{0,88} \quad \text{où } W = (24,7 \cdot d_p \cdot l_p \cdot t_{ave}) \quad (60)$$

où

$$d_p = \left(\frac{\left(\frac{Q_d}{n_p} \right)^{0,43}}{H_g^{0,14}} \right)$$

Avec

$$t_t = d_p^{1,3} + 6$$

$$t_b = 0,0375 \cdot d_p \cdot H_g$$

$$t_{aue} = 0,5 (t_t + t_b) \text{ si } t_b \geq t_t$$

$$t_{aue} = t_t \text{ si } t_b < t_t$$

Installation de la conduite forcée :

$$Eq_{12} = 5 \cdot W^{0,88} \quad (61)$$

Canal :

$$Eq_{13} = 20 \times [(1,5 + 0,01 \cdot S_s^{1,5}) \cdot Q_d \cdot l_{cs}]^{0,9} \quad (62)$$

Tunnel :

$$Eq_{14} = 0 \text{ (pas de Tunnel)} \quad (63)$$

Divers

$$Eq_{15} = 0,25 \cdot i \cdot Q_d^{0,35} \times 1,1 \cdot \sum (Eq_2 \text{ à } Eq_{14}) + 0,1 \cdot \sum (Eq_2 \text{ à } Eq_{14}) \quad (64)$$

Total des Coûts d'investissement (Par formules)

$$E_q = (Eq_{01} \text{ à } Eq_{15}) \quad (65)$$

Remarque

Le modèle RETScreen® est élaboré par le Centre d'aide à la décision sur les énergies propres qui est rattaché au ministère des ressources naturelles de Canada.

Le manuel d'Analyse de projets d'énergies propres : Manuel d'ingénierie et d'études de cas RETScreen® est un document de référence électronique destiné aux professionnels et aux étudiants universitaires.

De nombreux experts ont contribué au développement, aux tests et validation du modèle RETScreen pour projets de petite centrale hydroélectrique, y compris des experts de la modélisation de petites centrales hydroélectriques, des ingénieurs experts des coûts, des spécialistes de la modélisation des gaz à effet de serre, des professionnels de l'analyse financière et des scientifiques spécialisés dans les bases de données météorologiques de satellites ou de stations de surveillance au sol.

Tableau n°27 : Liste alphabétique des paramètres des calculs des coûts

LISTE ALPHABETIQUE DES PARAMETRES					
A	Facteur de difficulté d'accès au site	K	Perte de charge admissible dans le tunnel	Q	Débit considéré (m3/s)
B	Facteur des coûts pour la main d'oeuvre	L _C	Rapport du coût local de la main d'oeuvre	R	Facteur de roc
C	Facteur des coûts civils	MW	Puissance totale (MW)	Sr	Pente du terrain du canal dans le roc
D	Facteur de difficulté de la ligne électrique	n	Nombre de turbine	T	Facteur de chemin d'accès
d	Facteur de difficulté d'accès au site	Kc	Perte de charge admissible dans le tunnel	S	Débit considéré (m3/s)
dp	Facteur des coûts pour la main d'oeuvre	L	Rapport du coût local de la main d'oeuvre	R	Facteur de roc
E _C	Facteur des coûts civils	MW _u	Puissance totale (MW)	Rv	Pente du terrain du canal dans le roc
f	Facteur de difficulté de la ligne électrique	N	Nombre de turbine	W	Facteur de chemin d'accès
E	Facteur des coûts d'ingénierie	P	Rapport du coût d'un poteau en bois sur celui d'une tour en acier pour la ligne électrique	V	Tension de la ligne électrique
Kt	Facteur de difficulté d'accès au site	K	Perte de charge admissible dans le tunnel	Q	Débit considéré (m3/s)
K	Facteur des coûts pour la main d'oeuvre	L _C	Rapport du coût local de la main d'oeuvre	R	Facteur de roc
Jt	Facteur des coûts civils	MW	Puissance totale (MW)	Sr	Pente du terrain du canal dans le roc
La	Facteur de difficulté de la ligne électrique	n	Nombre de turbine	T	Facteur de chemin d'accès
lcr	Facteur de difficulté d'accès au site	Kc	Perte de charge admissible dans le tunnel	S	Débit considéré (m3/s)

Tableau n°28 : Résultats obtenus en utilisant la méthode d'évaluation des coûts par formules

DESIGNATION	MONTANT EN FRANC SUISSE	MONTANT EN ARIARY
FAISABILITE	61 220,75	101 748 887
DEVELOPPEMENT	66 044,17	109 765 413
INGIENERIE	115 000	191 130 000
GENERATRICE ET CONTRÔLE	148 000	245 976 000
TURBINE FRANCIS ET REGULATEUR	289 000	480 318 000
INSTALLATION DES EQUIPEMENTS ENERGETIQUES	66 000	109 692 000
CHEMIN D'ACCES	265 000	440 430 000
LIGNE ELECTRIQUE	711,563	1 182 618
POSTE ET TRANSFORMATEUR	301 000	500 262 000
INSTALLATION DU POSTE ET TRANSFORMATEUR	45 000	74 790 000
GENIE CIVIL	365 000	606 630 000
CONDUITE FORCEE	23 790,3	39 539 479
INSTALLATION DE LA CONDUITE	3 078,64	5 116 700
CANAL D'AMENEE	29 523,78	49 068 522
PROTECTION ENVIRONNEMENTALE	9 025.27	15 000 000
DIVERS	196 000	325 752 000
TOTAL	1 974 369,20	3 281 401 618

XIII.2 LA MÉTHODE D'ÉVALUATION DES COÛTS DÉTAILLÉE

La méthode d'évaluation des coûts détaillée est évaluée à partir des quantités des matériaux utilisés, des mains d'œuvres mobilisés et des prix de chaque matériau sur le marché.

Les coûts ainsi calculés sont résumés par le tableau suivant :

Tableau n°29 : Devis estimatif obtenu par la méthode d'évaluation des coûts détaillée

OUVRAGES	COUT DU PROJET
	en Ariary
FAISABILITE	153 587 647
DEVELOPPEMENT	89 817 338
BARRAGE DE DERIVATION	16 579 690
PRISE D'EAU	22 224 900
CANAL EN MACONNERIE DE MOELLONS	56 676 977
CHAMBRE DE MISE EN CHARGE	20 538 822
CONDUITE FORCEEE	23 538 600
USINE	25 388 800
EQUIPEMENT HYDRAULIQUE ET ENERGETIQUE	1 642 485 650
ROUTE D'ACCES	438 000 000
PROTECTION ENVIRONNEMENTALE	15 000 000
DIVERS	224 543 344
TOTAL	2 632 546 167 arrondis à 2 633 000 000

Le coût calculé par la méthode d'évaluation des coûts par formules de RETScreen est supérieur d'environ 20 % à l'évaluation détaillée des coûts pour le projet réel. C'est justement à cause de l'estimation des coûts par formule qui prend comme hypothèse que les travaux se font en Europe alors le coût des mains d'œuvres devient très cher par rapport au coût à Madagascar. Aussi, l'évaluation détaillée des coûts tient compte la réalité à Madagascar.

Alors pour la suite du calcul, utiliserons le résultat obtenu par la méthode d'évaluation des coûts détaillée.

Il faut signaler que la précision de notre étude est excellente au stade de préféabilité pour estimer la production d'énergie ou les coûts d'investissement d'un projet de petite centrale hydroélectrique mais pour la phase supérieure il nous faut faire des études plus poussées.

CHAPITRE XIV

Calcul de la rentabilité économique du projet

XIV.1 BUT

Le but est de mesurer la viabilité financière et économique du projet d'aménagement. L'indicateur choisi pour évaluer la viabilité du projet est le taux de rentabilité interne (TRI). L'objectif de la technique de mesure est de fournir des informations quant au taux de rendement anticipé du capital investi.

Le montage financier d'un projet de PCH se caractérise notamment par :

Une forte mobilisation de capitaux

Des marges sur chiffre d'affaires a priori élevées,

Un investissement sur de long terme

Plusieurs types d'aléas.

XIV.2 METHODE DE TAUX DE RENTABILITE INTERNE

Cette méthode consiste à chercher le taux d'accumulation à appliquer aux cash-flows pour que la somme des cash-flows actualisés sur une période donnée égale l'investissement initial. La période prise en compte pour ce calcul peut être la durée d'amortissement fiscal ou comptable ou encore, la durée des emprunts.

Cette méthode permet, en outre, de créer un outil de comparaison immédiat entre des investissements de nature et de durées de vie différents.

XIV.2.1 Les hypothèses de base

La mesure se base sur la production d'énergie des deux centrales hydroélectrique aménagées. De plus, l'ensemble des 2 centrales dans la cuvette d'IFANJA aménagées sera considéré comme un seul aménagement.

Dans un souci d'objectivité des calculs, quelques hypothèses supplémentaires seront retenues après l'aménagement :

- après aménagement, soit la 1^{ère} année d'exploitation, l'énergie utilisée sera 47% de l'énergie disponible.
- soit 56% la 2^{ème} année d'exploitation,
- soit 65 % la 3^{ème} année d'exploitation,

- soit 74 % la 4^{ème} année d'exploitation,
- soit 83 % la 5^{ème} année d'exploitation,
- soit 92 % la 6^{ème} année d'exploitation,
- soit 100% la 7^{ème} année et plus d'exploitation.

XIV.2.2 Les charges d'exploitation

Les détails des calculs relatifs aux différents coûts des charges d'exploitation ou de développement du périmètre sont déjà calculés avec les coûts de l'aménagement à l'annexe VIII qui est évalué à 90 Millions d'Ariary.

XIV.2.3 Coût du projet

L'estimation du coût du projet a été effectuée sur la base des quantités mesurées sur l'ensemble des ouvrages projetés et des prix unitaires.

Les prix unitaires résultent d'une analyse des prix pratiqués pour ces types de travaux par les grandes entreprises locales et internationales pour les matériaux importés, sous les conditions économiques du 1^{er} trimestre 2005. Le coût a été explicite au chapitre II paragraphe 3 et au chapitre X tableau n° qui résume à 14 080 000 000 de Fmg ou 2 816 000 000 d'Ariary, soit 6,42 Millions d'Ariary le prix du KWh installé.

XIV.2.4 Les recettes d'exploitation

Les recettes d'exploitation sont par hypothèse limitées au prix des produits. Outre l'énergie fournit par la centrale, les recettes d'exploitation sont calculées suivant des estimations des rendements et des cours des prix de produits.

Pour notre projet, on a adopté le tarif 16 de la JIRAMA. Le tarif 16 est le prix du KWh standard appliqué actuellement à Madagascar avec 500 Ariary le KWh.

Alors, les recettes obtenues sont représentées en annexe.

XIV.3 LE TAUX DE RENTABILITE INTERNE

Dans le but de faciliter la lecture du présent rapport, les détails des différents calculs sont présentés en annexe.

Y sont intégrés les coûts de développement et de gestion ainsi que les amortissements, les premiers étant estimés à 4% des coûts des travaux et les seconds à 10% des mêmes coûts. Dans le tableau de calcul figureront les cash-flows, les cash-flows actualisés, les valeurs actuelles nettes (VAN) des cash-flows et enfin le taux de rentabilité interne (TRI).

Le taux de rentabilité interne (TRI) pour le présent projet est de 34,91% obtenu sur une période de 20 ans.

CONCLUSION

Nous avons plusieurs solutions possibles pour satisfaire les besoins en électricité de la population de la cuvette d'IFANJA. La solution prise est choisie après consultation des études faites par des experts internationaux à propos de l'alimentation en électricité par micro et mini-centrale hydroélectrique.

L'étude que nous avons menée pour l'approvisionnement en électricité des villages de la cuvette d'IFANJA ne satisfait que le besoin de la population dans les cinq années à venir pour limiter les investissements à faire.

La première solution prise est la réhabilitation de l'ancienne centrale de puissance de 80kw. Techniquement, l'ancienne centrale hydroélectrique est encore capable de fournir la puissance voulue à condition que les réparations et les remplacements nécessaires soient faits. Le coût de ces installations est estimé à 133 Millions d'Ariary contre 831 000 000 Ariary pour une nouvelle centrale de la même taille.

Cependant, la puissance de l'ancienne centrale même après réhabilitation ne peut pas subvenir à elle seule les besoins en énergie de la population de la cuvette d'IFANJA. Alors il nous faut une autre source d'énergie pour combler le manque à gagner d'où la construction d'une nouvelle centrale hydroélectrique d'une puissance de 359 Kw à la sortie de la cuvette.

Deux paramètres essentiels sont mis en jeu pour le choix de la technique à utiliser d'où la viabilité technique du projet et leur coût de rétablissement.

Elle sera installée à la sortie de la cuvette avec un débit de 0,63 m³/s sous une hauteur de chute de 80m. Le site est parfait pour un aménagement hydroélectrique. Un barrage de rehaussement en béton cyclopéen de 1m de hauteur, 7m de longueur, 4m de largeur installé à 1057m en amont de l'emplacement de l'usine.

Un canal d'amenée à ciel ouvert totalement en maçonnerie de moellon reliera l'ouvrage de prise (type de prise en rivière) construit en maçonnerie de moellon muni d'une buse de 1200 mm de diamètre à la chambre de vanne qui est aussi en maçonnerie de moellon.

Les deux conduites forcées seront en tôles de 350mm de diamètre, de 3mm d'épaisseur, et équipées d'un débit de 0,32m³/s chacune.

Pour l'usine, il sera équipé de 2 turbines Francis à pales non réglable de voie spirale et distributeur, et de deux alternateurs de 470 KVA chacun. Le coût de cette nouvelle centrale est estimé à 2 633 000 000 d'Ariary.

Le coût total de l'aménagement s'élève à 2766 000 000 d'Ariary.

Un projet de PCH nécessite une forte mobilisation de capitaux. Il s'agit d'un investissement sur le long terme présentant quelques risques.

L'énergie fournie sera vendue à 500 Ariary (tarif 16 de la JIRAMA) le KWh pour avoir une valeur de TRI égal à 18,43% pour une période de 20 ans d'investissement.

Le projet est financièrement rentable et attrayant puisque le taux de rentabilité interne habituel d'un type de projet de construction d'une mini-centrale se situe aux alentours de 10%, alors que nous dépassons cette valeur.

Cependant, il faut tenir compte du risque non négligeable à l'aménagement d'une mini-centrale hydroélectrique.

Le risque se situe à plusieurs niveaux :

D'abord, dans l'étape de faisabilité du projet, où le pétitionnaire peut entreprendre des études coûteuses, sans garantie d'obtenir l'autorisation d'exploiter l'énergie hydraulique du site pressenti,

Dans l'irrégularité des données climatiques et hydrauliques du cours d'eau aménagé comme pour l'agriculteur, certaines années peuvent être favorables et d'autres non,

Dans l'exploitation même de l'aménagement, où le producteur n'est pas à l'abri de difficultés majeures : foudre qui endommage toutes les installations électriques, coup de bélier, vandalisme...,

Dans la libéralisation actuelle des systèmes électriques malgaches, qui peut parfois craindre un manque de visibilité sur le long terme.

Il est certain que pour se développer, l'hydroélectricité a besoin de stabilité sur le long terme, d'où l'importance du niveau et de la durée de la tarification proposée.

Il faut remarquer que une PCH a une durée de vie de plusieurs dizaines d'années comme les équipements importants qui ont une durée de vie supérieure à 30 ou 40 ans.

Finalement, il faut signaler que la précision de notre étude est excellente au stade de pré faisabilité pour estimer la production d'énergie ou les coûts d'investissement de ce projet d'aménagement hydroélectrique mais pour la phase supérieure il nous faut faire des études plus poussées.

BIBLIOGRAPHIE

- A.LENCASTRE, 1973, Manuel d'Hydraulique générale, Edition Eyrolles
- ANDRIAMAHERISOA Alain, 2005, Cours d'Autocad (dessin assisté par ordinateur), ESPA
- ADEME, 1999, Les petits aménagements hydroélectriques. Guide général
Société hydrotechnique de France, Agence Française pour la Maîtrise de l'Energie
- ANDRIAMAHERISOA Alain, 2005, Cours d'EIE, ESPA
- ANDRIAMAHERISOA Alain, 2005, Cours de Système d'Information Géographique, ESPA
- H.VARLET, 1959, Usines de dérivation Tome I et II, Editions Eyrolles
- J.BONNIN, 1993, Equipement Hydroélectrique : Extrait de l'Encyclopédie pratique de la construction et du bâtiment, Editions Eyrolles
- RASOLOFOMANANA Jean Donne, 2004, Cours d'hydraulique routière, ESPA
- JIRAMA, 2002, Etude Géologique pour l'alimentation en eau potable de la ville d'Antsirabe
- L. BOREL, 1982, Stabilité de réglage des installations hydroélectriques, Edition Masson
- L.MONITO – M.LENIR – J.ROUX, 1984, Les Microcentrales Hydroélectriques, Edition Masson
- MINISTERE DE L'ENERGIE ET DES MINES, 1971, Géologie de Madagascar : les terrains sédimentaires, Fascicule XXXV
- P.CHAPERON, J.DANLOUX, L.FERRY, 1993, Fleuves et rivières de Madagascar, Editions ORSTOM

P.SCHERR – J.ETIENNE, 1993, Guide pour la réalisation de microcentrales hydroélectriques fonctionnant en site isolé, Edition Eyrolles

REVUE

HYDRO – ENERGIE, Editions de la Vallée, BP 11 – 54870 Lons la Grande ville

SITES INTERNET

WWW.edf.fr

Groupe EDF

WWW.ciele.org

Centre d'information sur l'Energie et l'Environnement

WWW.ademe.fr

Agence de l'Environnement et la Maîtrise de l'Energie

WWW.esha.be

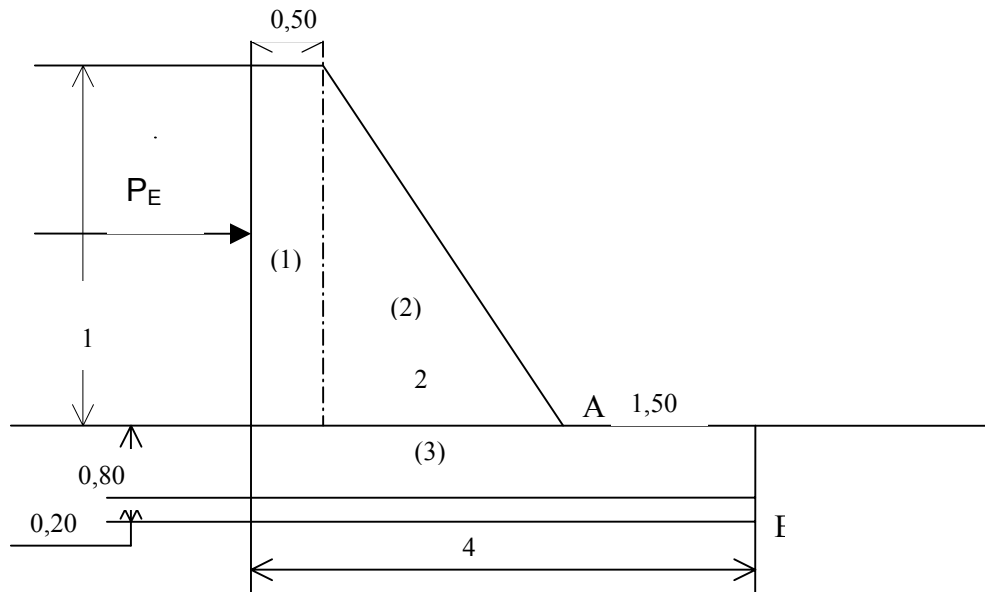
Association, Européenne pour la petite centrale hydraulique

ANNEXE

ANNEXE I

OUVRAGE DE REHAUSSEMENT

I.1- Période de crue



I.1.1- Analyse des forces et moments

I.1.1.1- Efforts horizontaux

$$P = P_E + P_{\Delta H}$$

P_E : poussée de l'eau

$P_{\Delta H}$: poussée due à la terre

Par rapport à A :

$$P_E = 1 \times 1/2 \times 1000 = 500 \text{ kgf}$$

$$P_{\Delta H} = 1 \times 1,5 \times 1000 = 1500 \text{ kgf}$$

D'où

$$P_A = 2000 \text{ kgf}$$

Par rapport à B :

$$P_E = 2 \times 2/2 \times 1000 = 2000 \text{ kgf}$$

$$P_{\Delta H} = 1,5 \times 2 \times 1000 = 3000 \text{ kgf}$$

D'où

$$P_B = 5000 \text{ kgf}$$

I.1.1.2- Moment de renversement :

Par rapport à A : $M_{R/A} = M_1 + M_2$

$$M_1 = 500 \times 1/3 = 167 \text{ kgm}$$

$$M_2 = 1500 \times 1/2 = 750 \text{ kgm}$$

$$M_{R/A} = 917 \text{ kgm}$$

Par rapport à B : $M'_1 = 2000 \times 2/3 = 1333 \text{ kgm}$

$$M'_2 = 3000 \times 2/2 = 3000 \text{ kgm}$$

$$M_{R/A} = 4333 \text{ kgm}$$

I.1.1.3- Efforts verticaux :

I.1.1.3.1 Calcul de stabilité par rapport a A

Avec $F = F_1 + F_2 + F_3$

Pour la commodité du calcul, le barrage est divisé suivant le schéma ci dessus.

Dans le calcul de sous pression, le coefficient pris égal à 0,5

$$F = f_1 + f_2$$

$$f_1 = 0,5 \times 1 \times 2500 = 1250 \text{ kgf}$$

$$f_2 = 2 \times 1/2 \times 2500 = 2500 \text{ kgf}$$

$$F_1 = 3750 \text{ kgf}$$

$$F_2 = 1,5 \times 2/2 \times 1000 = 1500 \text{ kgf}$$

$$F_3 = - 0,5 \times 0,5 \times 4 \times 2,5 \times 1000 = -2500 \text{ kgf}$$

D'où

$F = 2750 \text{ kgf}$

I.1.1.3.2– Stabilité au renversement

Le moment de stabilité au renversement $M_{S/A} = M_{S1} + M_{S2} + M_{S3}$

Avec $M_{S1} = m_1 + m_2$ (moment dû respectivement à f_1 et f_2)

$$m_1 = 1250 \times (0,25 + 2) = 2812,5 \text{ kgm}$$

$$m_2 = 2500 \times 2/3 \times 2 = 3333,3 \text{ kgm}$$

D'où

$$M_{S1} = 6145,8 \text{ kgf}$$

$$M_{S2} = 1500 \times 2/2 = 1500 \text{ kgm}$$

$$M_{S3} = -2500 \times 2,5 \times 2/3 = -4167 \text{ kgm}$$

$$\text{Alors } M_{SA} = 3478,8 \text{ kgm}$$

$$\text{On a : } \frac{M_{SA}}{M_{RA}} = 3,79 >> 1,5$$

La condition de non renversement est vérifiée

I.1.1.3.3- Stabilité au glissement :

$$\varphi = 37^\circ \text{ donc } \tan \varphi = f = 0,75$$

$$\frac{f.F}{P_A} = \frac{0,75 \times 2750}{2000} = 1,03 > 1$$

La condition de non glissement est vérifiée.

I.1.1.3.4 Contrainte à la base

$$\frac{M_{SA}}{F} = 1,26 \text{ m}$$

Alors, F se trouve à 1,26 m de A, soit à une distance $(1,26 - 1,25) = 0,01 \text{ m}$ du centre de gravité de G.

I.1.1.3.5 Le moment par rapport à G des forces :

$$M/G = -0,01 \times 2\,750 + 917 = 889,5\text{Kgm}$$

$$\delta_A = \frac{2750}{2,50} + \frac{889,5 \times 6}{2,50^2} = 0,20\text{Kgf} / \text{cm}^2$$

$$\delta'_A = \frac{2750}{2,50} - \frac{889,5 \times 6}{2,50^2} = 0,03\text{Kgf} / \text{cm}^2$$

La contrainte de compression est relativement faible et la condition de non traction est vérifiée ($G > 0$)

I.1.1.4 Vérification de la stabilité par rapport à B :

$$P_B = 5\,000\text{Kgf}$$

$$M_{R/B} = 4\,333\text{Kgm}$$

$$F_1 = f_1 + f_2 + f_3 + f_4$$

$$f_1 = 0,5 \times 1 \times 2\,500 = 1\,250\text{Kgf}$$

$$f_2 = 2\,500\text{Kgf}$$

$$f_3 = 0,80 \times 4 \times 2\,300 = 8\,000\text{Kgf}$$

$$f_4 = 0,20 \times 4 \times 2\,500 = 2\,000\text{Kgf}$$

$$\boxed{F_1 = 13\,750\text{Kgf}}$$

$$F_3 = -1/2 \times 0,5 \times 3,8 \times 4 \times 1\,000 = -3\,800\text{Kgf}$$

$$F_2 = 1,8 \times 4 \times 1\,000 = 7\,200\text{Kgf}$$

$$\rightarrow F = F_1 + F_2 + F_3 = 17\,150\text{Kgf}$$

I.1.1.5 Stabilité au renversement :

$$M_{S/B} = M_{S1} + M_{S2} + M_{S3}$$

$$M_{S1} = m_1 + m_2 + m_3 + m_4$$

$$m_1 = 12\,500 \times (0,25 + 2 + 1,5) = 4\,687,5\text{Kgm}$$

$$m_2 = 2\,500 (2/3 \times 2 + 1,5) = 7\,080\text{Kgm}$$

$$m_3 = 8\,000 \times 4/2 = 16\,000\text{Kgm}$$

$$m_4 = 2\,000 \times 4/2 = 4\,000 \text{Kgm}$$

$$M_{S1} = 31\,767,5 \text{Kgm}$$

$$M_{S2} = 7\,200 \times (1,25 + 1,5) = 19\,800 \text{Kgm}$$

$$M_{S3} = -3\,800 \times 2/3 \times 4 = 10\,123,2 \text{Kgm}$$

$$M_{S/B} = 41\,444,3 \text{Kgm} / MR/B = 4\,333 \text{Kgm}$$

On a :

$$\frac{M_{S/B}}{M_{R/B}} = 9,56 > 1,5$$

La condition de non renversement est vérifiée.

I.1.1.6 Stabilité au glissement :

$$\frac{f \cdot F}{P} = \frac{0,75 \cdot 17150}{5000} = 2,57 > 1$$

La condition de non glissement est vérifiée.

I.1.3.3- Contrainte à la base :

$$F \text{ se trouve à } \frac{41444,3}{17150} = 2,41 \text{m de B soit à } 0,41 \text{m de G (à sa gauche)}$$

$$M/G = -0,41 \times 17\,150 + 4\,333 = -2\,698,5 \text{Kgm}$$

$$\delta_B = \frac{17150}{4} - \frac{2698,5 \times 6}{4^2} = 3275,56 \text{Kgf} / \text{m}^2$$

$$4\,287,5 \quad 1\,011,93 \text{ ou } 0,32 \text{Kgf/cm}^2$$

$$\delta_{B'} = \frac{17150}{4} + \frac{2698,5 \times 6}{4^2} = 5299,43 \text{Kgf} / \text{m}^2$$

$$\text{Ou } 0,53 \text{Kgf/cm}^2$$

Conclusion :

L'ouvrage étant stable pour le cas le plus défavorable, le dimensionnement donné auparavant est donc acceptable.

I.2- PERIODE D'ETIAGE

I.2.1- Moment de renversement par rapport à A :

$$P = 1000 \times \frac{1^2}{2} = 500 \text{Kgf}$$

$$M_{R/A} = 500 \times \frac{1}{3} = 166,66 \text{Kgm}$$

I.2.2- Moment de renversement par rapport à B :

$$P = 1000 \times \frac{2^2}{2} = 2000 \text{Kgf}$$

$$M_{R/B} = 2000 \times \frac{2}{3} = 1333,33 \text{Kgm}$$

I.2.3- Stabilité au renversement par rapport à A :

$$F = F_1 + F_3$$

$$F_1 = f_1 + f_2$$

$$f_1 = 1\,250 \text{Kgf}$$

$$f_2 = 2\,500 \text{Kgf}$$

$$F_1 = 3\,750 \text{Kgf}$$

$$F_3 = -1/2 \times 0,5 \times 1 \times 2 \times 1\,000 = -500 \text{Kgf}$$

d'où:

$$F = 3\,250 \text{Kgf}$$

$$M_{S1} = m_1 + m_2$$

$$M_{S1} = 6\,145,8 \text{Kgm}$$

$$M_{S3} = -500 \times 2 \times 2/3 = -666,66 \text{Kgm}$$

$$M_{S/A} = 5\,479,14 \text{Kgm}$$

$$\text{On a : } \frac{M_{S/A}}{M_{R/A}} = \frac{5479,14}{166,66} = 32,87 \gg 1,5$$

La condition de non renversement est largement vérifiée.

I.2.4- Stabilité au glissement :

$$\frac{f.F}{P} = \frac{0,75 \times 3250}{500} = 4,87 >> 1$$

La condition de non glissement est vérifiée.

I.2.5- Contrainte à la base :

F se trouve à $\frac{M_{S/A}}{F} = \frac{5479,14}{3250} = 1,68m$ de A soit à 0,43m de G.

$$M/G = -0,43 \times 3\,250 + 166,66 = -1\,230,84 \text{Kgm}$$

$$\text{On a : } \delta_A = \frac{3250}{2,5} - \frac{1230,84.6}{2,5^2} = 118,39 \text{Kgf} / m^2$$

$$\delta'_A = \frac{3250}{2,5} + \frac{1230,84.6}{2,5^2} = 2481,6 \text{Kgf} / m^2$$

La condition de non traction est vérifiée.

I.3- Fondation :

La maçonnerie reposera sur une dalle de 0,20m d'épaisseur armée par des aciers 5 $\varnothing$ 8 par mètre linéaire formant des quadrillages.

Pour avoir plus de sécurité et pour la commodité de calcul, adoptons $F = 4m^2$, soit une surface de 2m x 2m.

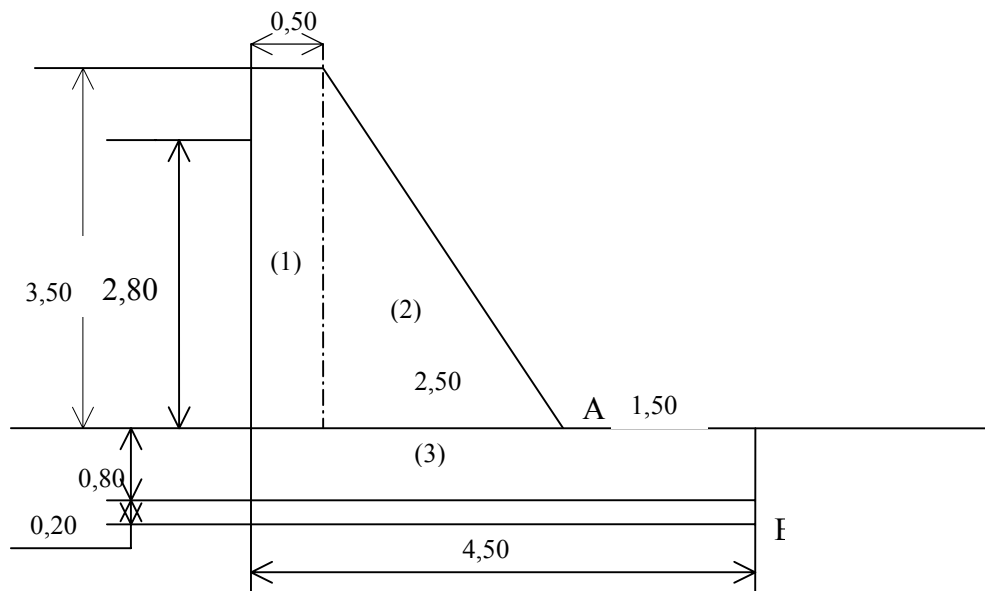
ANNEXE II

DIMENSIONNEMENT DE LA PRISE

II.1-Stabilité du barrage

Pour la commodité des calculs, le corps de l'ouvrage sera divisé en 4 parties comme l'indique la figure qui suit.

Le cas défavorable se présente pour une hauteur d'eau maximale égale à 2,8 m (PHE) en période d'exploitation.



II.1.1 ETUDE PAR RAPPORT AU PLAN B

II.1.1.1 Moment de renversement

Forces horizontales poussée de l'eau

$$P = \frac{1000 \times 3,8^2}{2} = 7220 \text{ Kgf}$$

Moment de renversement

$$M_{R/B} = 7220 \times \frac{3,8}{3} = 9145,33 \text{ Kgfm}$$

II.1.1.2 Stabilité au renversement

Forces verticales $F = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$

F_5 : sous pression

$$F_1 = 0,5 \times 3,50 \times 2300 = 4025 \text{ Kgf}$$

$$F_2 = 2,50 \times 3,50 \times 2300/2 = 10062,50 \text{ Kgf}$$

$$F_3 = 0,80 \times 4,50 \times 2300 = 8280 \text{ Kgf}$$

$$F_4 = 0,20 \times 4,50 \times 2500 = 2250 \text{ Kgf}$$

$$F_5 = -\frac{1}{2} \times 0,50 \times 3,8 \times 4,5 \times 1000 = -4275 \text{ Kgf}$$

D'où :

$$F = 24617,5 \text{ Kgf}$$

$M_{S/B} = M_{S1} + M_{S2} + M_{S3} + M_{S4} + M_{S5}$ moment de stabilité

$$M_{S1} = 4025 \times (4,5 - 0,25) = 17106,25 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S2} = 10062,50 \times (1/3 \times 2,5 + 1,0) = 21802,08 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S3} = 8280 \times 4,5/2 = 18630 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S4} = 2250 \times 4,5/2 = 5062,5 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S5} = -4275 \times (4,5 \times 2/3) = 12825 \text{ Kgfm}$$

D'où :

$$M_{S/B} = 49775,83 \text{ Kgfm}$$

On a :

$$\frac{M_{S/B}}{M_{R/B}} = \frac{49775,83}{9145,33} = 5,44 \geq 1,5$$

La condition de non renversement est vérifiée.

II.1.1.3 Stabilité au glissement

$$\frac{f \cdot F}{P} > K = 1$$

Avec $f = \tan \varphi = 0,75$ pour $\varphi = 37^\circ$

$$\frac{0,75 \times 24617,5}{7220} = 2,5 > 1$$

La condition de non glissement est vérifiée.

II.1.1.4 Contrainte à la base

La résultante des forces F se trouve à $\frac{49775,83}{24617,5} = 2,02m$ de B

Soit à $(4,5/2 - 2,02) = 0,23$ m à droite du centre de gravité G de la base de l'ouvrage. F se trouve dans la 1/3 centrale. C'est-à-dire que l'ouvrage est stable.

Le moment par rapport à G sera :

$$M/G = 0,23 \times 24617,5 + 9145,33 = 14807,35 \text{ Kgf}$$

$$\sigma_B = \frac{24617,83}{4,50} + \frac{5062,5 \times 6}{4,50^2} = 6970 \text{ Kgf} / m^2 (0,70 \text{ Kgf/cm}^2)$$

$$\sigma'_B = \frac{24617,83}{4,50} - \frac{5062,5 \times 6}{4,50^2} = 3970 \text{ Kgf} / m^2 (0,40 \text{ Kgf/cm}^2)$$

Les contraintes étant positives, la condition de non traction est vérifiée.

II.1.2 VERIFICATION DES CONDITIONS PAR RAPPORT AU PLAN A

II.1.2.1 Moment de renversement

$$P = 1000 \times 2,8^2 / 2 = 3920 \text{ Kgf}$$

$$M_{R/A} = 3658,66 \times 2,8/3 = 3658,66 \text{ Kgf}$$

II.1.2.2 Stabilité au renversement

Forces verticales $F = F_1 + F_2 + F_5$

$$F_1 = 0,5 \times 3,50 \times 2300 = 4025 \text{ Kgf}$$

$$F_2 = 2,50 \times 3,50 \times 2300/2 = 10062,50 \text{ Kgf}$$

$$F_5 = -\frac{1}{2} \times 0,5 \times 2,8 \times 3 \times 1000 = -2100 \text{ Kgf}$$

D'où :

$F = 11987,5 \text{ Kgf}$

$M_{S/A} = M_{S1} + M_{S2} + M_{S5}$ moment de stabilité

$$M_{S1} = 4025 \times (3 - 0,25) = 11068,75 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S2} = 10062,50 \times (2/3 \times 2,5) = 16770,83 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S5} = -2100 \times (2/3 \times 3) = -4200 \text{ Kgfm}$$

D'où :

$$M_{S/A} = 23639,58 \text{ Kgfm}$$

On a :

$$\frac{M_{S/A}}{M_{R/A}} = \frac{23639,58}{3658,66} = 6,46 > 1,5$$

La condition de non renversement est vérifiée.

II.1.2.3 Contrainte à la base

La résultante des forces F se trouve à $\frac{23639,58}{11987,5} = 1,97m$ de A soit à $(1,50 - 1,97) = -$

$0,47m$ à gauche de la centre de gravité G de la base de l'ouvrage. F se trouve dans la 1/3 centrale alors l'ouvrage est stable.

Le moment par rapport à G sera donc:

$$M/G = -0,47 \times 11987,5 + 3658,66 = -1975,46 \text{ Kgfm}$$

$$\sigma_A = \frac{11987,5}{3} + \frac{1975,46 \times 6}{3^2} = 5312,80 \text{ Kgf / m}^2 (0,53 \text{ Kgf / cm}^2)$$

$$\sigma'_A = \frac{11987,5}{3} - \frac{1975,46 \times 6}{3^2} = 2678,86 \text{Kgf} / \text{m}^2 (0,27 \text{Kgf} / \text{cm}^2)$$

$\sigma_A > 0$, la condition de non traction est vérifiée.

II.1.2.4 Stabilité au glissement

$$\frac{f \times F}{P} = \frac{0,75 \times 11987,5}{3920} = 2,29 > 1$$

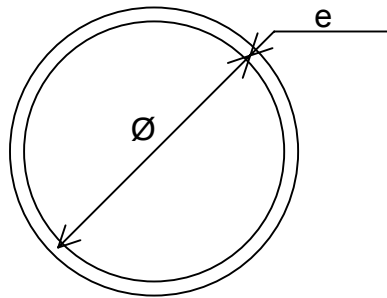
La condition de non glissement est vérifiée.

II.1.2.5 Conclusion

L'ouvrage étant stable d'après les calculs ci-dessus le dimensionnement donné auparavant est donc acceptable.

II.2- Calcul de l'orifice

II.2.1 Croquis :



II.2.1 Calcul :

Débit de la prise : 630l/s

Caractéristique de la prise :

- Prise en charge (orifice)
- Section rectangulaire

Formule utilisée : Formule de l'orifice en charge

$$Q = \mu \cdot S \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}$$

Avec : $Q = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$

$\mu = 0,6$

S = section de la prise à déterminer

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$

$\Delta h = h_{\text{amont}} - h_{\text{aval}}$

Pour déterminer la hauteur en amont de la prise, on suppose qu'il n'y a pas d'ouvrage, on emploie la formule de Manning Strickler :

$$Q_n = K \cdot S \cdot R_h^{2/3} \cdot I^{1/2}$$

Avec $Q_n = 3,9 \text{ m}^3/\text{s}$ (module interannuel)

$S = b \cdot h + m \cdot h^2$

$P = b + 2h \cdot \sqrt{1 + m^2}$

$R_h = S/P$

$K = 30$

$I = 2^\circ/00$ et $b = 7\text{m}$

h	S	P	R_h	$R_h^{2/3}$	Q
1	8,5	10,6	0,80	0,86	9,90
0,5	3,87	8,8	0,44	0,58	3,02
0,6	4,47	9,16	0,52	0,64	4,12
0,58	4,56	9,08	0,50	0,63	3,90

Alors $h = h_{\text{amont}} = 0,58 \text{ m}$

$h_{\text{aval}} = 0,52 \text{ m}$ (hauteur d'eau dans le canal d'amenée, calculée ci-dessous))

$\Delta h = 0,58 - 0,52 = 0,06 \text{ m}$

D'où la section de la prise :

$$S = \frac{Q}{\mu \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot \Delta h}}$$

$S = 0,97 \text{ m}^2$

Le diamètre de la conduite circulaire :

$$D = \sqrt{\frac{4 \times S}{\pi}} = 1.11 \text{ m}$$

Adoptons un diamètre de 1200 mm pour une épaisseur e commerciale égale à 10 cm.

ANNEXE III

DIMENTIONNEMENT DU CANAL D'AMENEE

En supposant que le régime d'écoulement dans le canal est uniforme, on utilise la formule de Manning Strickler pour le dimensionnement du canal.

$$Q_n = K.S.R_H^{2/3}.I^{1/2}$$

Avec $Q_n = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$

b = à déterminer

h = à déterminer

$$S = b.h + m.h^2$$

$$P = b + 2h.\sqrt{1 + m^2}$$

$$R_h = S/P$$

$$K = 30$$

$$I = 3^\circ/100$$

$$K = 50$$

$$m = 3/2$$

b	h	S	P	R_h	R_h^{2/3}	Q	ΔQ / Q%	V
1	0.47	0.69	3.32	0.20	0.35	0.654	0.06	0.95
0.5	0.63	0.71	3.77	0.18	0.32	0.632	0.30	0.88
0.8	0.52	0.68	3.46	0.19	0.34	0.629	0.06	0.92
0.7	0.56	0.70	3.57	0.19	0.34	0.645	2.37	0.91

Pour $b=0,80 \text{ m}$ et $h = 0,52 \text{ m}$ les conditions pour le dimensionnement des canaux sont vérifier.

ANNEXE IV

CONDUITE FORCEE :

$$\text{Diamètre : } D1 = 0,45 \cdot \sqrt{Q}$$

$$= 0,254 \text{ m}$$

$$D2 = 0,65 \sqrt{Q} - 0,015 Q$$

$D2 = 0,362 \text{ m}$

IV.1 La vitesse est donnée par la formule :

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

$$V = \frac{0,32 \times 4}{\pi \times 0,35^2}$$

$V = 3,32 \text{ m/s}$

IV.2 Perte de charge : Maurice Levy

$$J = \frac{V^2}{K \cdot l \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{l})}$$

$$J = \frac{3,32^2}{560 \cdot 0,175 \cdot (1 + 3 \cdot \sqrt{0,175})}$$

$J = 0,049 \text{ m/m}$

IV.3 Perte de charge linéaire totale

$$\Delta h = J.L \text{ avec } L = 57\text{m}$$
$$= 0,049 \times 57$$

$$\Delta h = 2,80\text{m}$$

IV.4 Perte de charge singulière :

$$J = K. \frac{V^2}{2g} \quad \text{avec } K=0,42$$

$$V = 3,32\text{m/s}$$

$$J = 0,23\text{m}$$

IV.5 La perte de charge totale est donc :

$$h = 2,80 + 0,23$$

$$h = 3,03 \text{ m}$$

IV.6 Epaisseur de la conduite forcée :

$$C = \frac{Z.D}{Z.K.C} \quad \text{avec } K = 1$$

$$C = 14 \text{ Kg/mm}^2$$

$$C = \frac{80.0,35}{2 \times 1 \times 14}$$

$$C = 1\text{mm}$$

IV.7 Perte de charge dans le canal d'accrovel

Par la Formule de Manning Strickler

Avec $K_S = 45$

$$S = 1 \times 0,85 = 0,85$$

$$R = \frac{0,85}{2 \times 0,85 + 1} = 0,31$$

$$J = \left(\frac{Q}{K_S R^{2/3} S} \right)^2$$

Alors

$J = 0,003 \text{ m/m}$

Avec h_v la perte de charge totale dans le canal d'amenée :

$$h_v = J \cdot L$$

$$= 0,003 \times 920$$

$h_v = 2.76 \text{ m}$

La perte de charge totale dans l'ensemble de l'aménagement

$$\Delta h = 3,03 + 0,28 + 0,45 + 2.76$$

$\Delta h = 6,49 \text{ m}$

ANNEXE V

CHAMBRE DE MISE EN CHARGE :

$$J_1 = 0,25\text{m}$$

$$J_2 = 0,45\text{m}$$

- Perte de charge du canal d'amenée :

$$h_v = 2.76 \text{ m}$$

- Perte de charge totale dans l'aménagement :

$$\Delta h = 6.49 \text{ m}$$

- hauteur de chute nette : $H_n = H_b - \Delta h$

$$H_n = 80 - 6,49 \text{ m}$$

$H_n = 73,51 \text{ m}$

- Vitesse dans la conduite forcée :

$V_{\max} = 3,32\text{m/s}$

IV.1 Calcul de la section de la chambre de mise en charge :

$$F \geq 0,1 \cdot \frac{f \cdot L}{H_n} \cdot \frac{CU^2_{\max}}{h_v} \text{ (Formule empirique)}$$

$$\geq 0,1 \cdot \frac{0,0962 \cdot 57}{75,84} \cdot \frac{3,32^2}{2.76}$$

$F \geq 2,66\text{m}^2$

La hauteur d'eau dans la chambre de mise en charge

$$h^+ = W_{\max} \cdot \sqrt{\frac{f-L}{F \cdot g}} - \frac{h_v}{2} \text{ (Formule empirique)}$$

$$= 3,32 \cdot \sqrt{\frac{0,0962.57}{4.9,81}} - \frac{0,3}{2}$$

$$\boxed{h^+ = 1,09\text{m}}$$

La hauteur minimale lorsque la vanne est fermée

$$h^- = (\omega_1 - \omega_2) \cdot \frac{f-l}{F-g} - \frac{1}{2} (2.\varpi_1^2 + \varpi_1\varpi_2 + \varpi_2^2) \cdot \frac{h_v}{\varpi^2_{\max}}$$

avec $\omega_2 \cong 0$

$$\omega_1 = \omega_{\max}$$

La formule devient : $h^- = \varpi_1 \cdot \frac{f.L}{F.g} - \varpi_1^2 \cdot \frac{h_v}{\varpi^2_{\max}}$

$$h^- = 3,32 \cdot \frac{0,0962.57}{4.9,81} - 3,32^2 \cdot \frac{0,3}{3,32^2}$$

$$\boxed{h^- = 0,16\text{m}}$$

IV.2 Calcul de stabilité de la Chambre de mise en charge (Maçonnerie de Moellons)

IV.2.1 Calcul de la poussée des terres

D'après la formule de Poncelet, on a :

$$P = K_j \cdot \frac{\Delta.H^2}{2}$$

$$\Delta = 1600\text{kg/m}^3 : \text{ Poids volumique de la terre}$$

$$K_j = \frac{\cos^2(\ell - \lambda)}{\cos(\lambda + \delta)} \cdot \frac{1}{\left(\frac{\sin(\ell + \delta) \sin(\ell - \beta)}{\cos(\lambda + \delta) \cos(\beta - \ell)} \right)^2}$$

φ = angle de frottement interne $\varphi=30^\circ$ pour la terre végétale

$\beta=0$ angle d'inclinaison de la surface libre

δ = angle d'inclinaison de la poussée par rapport à l'horizontale généralement, on prend

$$\frac{2}{3}\ell < \delta < \ell$$

λ : Inclinaison du mur par rapport à la verticale

En prenant :

$\delta= 12^\circ$ et $\lambda= 15^\circ$, on a $K_j = 0,5595$

Alors, on obtient :

$P = 1342,8\text{kgf}$

IV.2.2 Forces horizontales

Poussée de l'eau : $\omega = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot Hc^2$

$$\omega = 1/2 \cdot 1000 \cdot 3^2 = 4500\text{Kgf}$$

Poussée des terres : $P \cdot \cos \delta = -1313,4\text{Kgf}$

Alors,

$\Sigma P = 3186,6\text{Kgf}$

IV.2.3 Moment de renversement :

- M_{R1} dû à l'eau :

$$M_{R1} = \omega \cdot \left(\frac{He}{3} + 0,18 \right) \text{ avec } He = 3$$

$$M_{R1} = 6.975 \text{ Kgfm}$$

- M_{R2} dû à la terre:

$$M_{R2} = - P \times \frac{Ht}{3} \text{ avec } Ht = 2m$$

$$M_{R2} = - 875,60 \text{ Kgfm}$$

- Le moment de renversement est de:

$$M_R = 6099,40 \text{ Kgfm}$$

IV.2.4 Forces verticales :

Soient les dimensions suivantes :

$$e_1 = \text{épaisseur crête} : 1,20m$$

$$e_2 = \text{épaisseur à la base} : 2,50m$$

$$x = e_2 - e_1 = 1,30m \text{ avec } \lambda = 15^\circ$$

Vérifions la stabilité :

Pour la commodité des calculs, divisions le corps de l'ouvrage en 2 parties 1 et 2 :

$$\text{Partie 1 : } G1 = 1,2 \times 3 \times 2300 = 8280 \text{ Kg}$$

$$\text{Partie 2 : } G2 = \frac{1,3 \times 3 \times 2300}{2} = 4485 \text{ Kg}$$

$$\text{Avec } \gamma = 2300 \text{ Kg/m}^3 \text{ poids volumique de moellons}$$

$$P \cdot \sin = 1342,8 \times \sin 12^\circ = 279,18 \text{ Kg}$$

La somme des forces verticales est donc :

$$\Sigma G = 13044,18 \text{ Kg}$$

IV.2.5 Moment de stabilité par rapport à A :

$$M_{S1} = 8280 \times \left(1,30 + \frac{1,40}{2} \right) = 16560 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S2} = 4485 \times \left(\frac{1,30}{3} + 1,40 \right) = 8222,5 \text{ Kgfm}$$

$$M_{S3} + 279,18 \times \left(\frac{2}{3} \cdot \text{tg} 12^\circ \right) = 39.56 \text{ Kgfm}$$

D'où :

$$\boxed{M_S = 24822,06 \text{ Kgfm}}$$

IV.2.6 Stabilité au renversement

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{27822,06}{6099,40} = 4,00 > 1,5$$

La condition de non renversement est vérifiée

IV.2.7 Stabilité au Glissement

$$\tan \varphi \times \Sigma G \geq k. \Sigma p$$
$$\frac{\tan 37^\circ \times 13044,18}{3186,6} = 2,30 \geq 1,5$$

La condition de non glissement est largement vérifiée.

IV.2.8 Contraintes au sol :

$$G_y = \frac{\Sigma G}{b} \pm 6. \frac{M}{b^2}$$

Avec $b = 3\text{m}$

$M =$ somme des moments par rapport à 0

La force ΣG se trouve à une distance égale à :

$$\frac{M_S}{\Sigma G} = \frac{24822,06}{13044,18} = 1,90\text{m}$$

soit à une distance de $(1,90 - 1,50) = 0,40\text{m}$ de 0 (à sa gauche).

Cette résultante se trouve bien dans la tierce centrale.

IV.2.9 Contrainte à la base

$$M/O = -13044,18. 0,40 + 6099,40 = 881,72\text{Kgfm}$$

$$G_A = \frac{13.044,18}{3} + 6 \cdot \frac{881,72}{3^2} = 4935 \text{Kgf} / \text{m}^2$$

$$G_A = 0,49 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$G'_A = \frac{13044,18}{3} - 6 \cdot \frac{881,72}{3^2} = 3760 \text{Kgf} / \text{m}^2$$

$$G'_A = 0,38 \text{Kgf/cm}^2$$

$G > 0$: il n'existe pas de traction à la base

$G < 1 \text{ Kgf/cm}^2$ alors le sol supporte bien la compression transmise par l'ouvrage.

ANNEXE VI

DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE FORCEE

a) Calcul de la contrainte au sol :

- Poids de la butée = $(1 \times (1 - 0,0962) \times 1) \cdot 2\,500$
 $= 2\,259,5 \text{Kgf/m}^2$
- Poids de l'eau dans la conduite
 $\gamma_e \times V = 1\,000 \times 0,0962 \times 1 = 96,2 \text{Kgf/m}^2$
- Pour 1m de conduite, son poids est égal à 50Kgf/m^2

La force totale supportée par la surface de base sera donc :

$$P = 2\,259,5 + 96,2 + 50$$

$$P = 2\,405,7 \text{Kgf/m}^2$$

Alors :

$P = 2\,405,7 \text{Kgf/m}^2$

$P = 2\,405,7 \text{Kgf/m}^2 < 1 \text{ bar}$ alors le sol supporte bien la charge transmise par la butée.

Sellettes d'appuis :

Poids de la sellette d'appui :

$$[(0,50 \times 0,50 \times 0,50)] \times 2\,500 - \frac{\pi \cdot 0,35^2}{4} \times 0,50 \times 2500 = 192,24 \text{Kgf}$$

Poids de l'eau

$$1\,000 \times \frac{\pi \cdot 0,35^2}{4} \times 0,5 = 48,10 \text{Kgf}$$

Poids de la conduite estimée à 25Kg.

La contrainte au sol sera donc :

$$\frac{192,2 + 48,10 + 25}{100 \times 0,50} = 0,053 \text{Kgf / cm}^2 < 1 \text{Kgf / cm}^2$$

L'effort de compression est donc acceptable pour le sol.

ANNEXE VII

DEVIS ESTIMATIF DE LA REHABILITATION DE L'ANCIENNE CENTRALE

N°	DESIGNATION DES PRESTATIONS	U	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
1	diagnostic approfondi des installations existantes	h/m	0,63	9 000 000	5 700 000
2	rapport de diagnostic avec toutes les recommandations	U	5,00	450 000	2 250 000
3	Turbine 80 KW	U	1,00	60 000 000	60 000 000
4	Alternateur 85 KVA	U	1,00	6 000 000	6 000 000
03a	Turbine 80 KW	U	1,00	400 000 000	400 000 000
04a	Alternateur 100 KVA	U	1,00	80 000 000	80 000 000
5	Armoires de commandes	U	2,00	5 000 000	10 000 000
6	Asservissement des vannes plates de commandes	U	1,00	6 000 000	6 000 000
7	Réparation des fuites sur les conduites forcées et de restitution	U	2,50	3 000 000	7 500 000
8	Transformation élévatrice 100 KVA	U	1,00	60 000 000	60 000 000
9	Transformation abaisseur	U	5,00	10 000 000	50 000 000
10	poteau MT	U	20,00	150 000	3 000 000
11	poteau MT	U	15,00	1 200 000	18 000 000
12	câbles MT	ML	18 000,00	3 000	54 000 000
13	poteau BT	U	400,00	100 000	40 000 000
14	câbles BT 4x 162	ML	2 000,00	9 500	19 000 000
15	Vérification des branchements particuliers	U	150,00	7 000	1 050 000
16	Ouvrages d'amenée	Fft			12 000 000

N°	DESIGNATION DES PRESTATIONS	U	QUANTITE	PU	MONTANT (Fmg)
17	Bâtiment Gardien	Fft			6 500 000
18	Abri machines	Fft			10 000 000
19	Bureau gestionnaire	Fft			5 500 000
20	Compteurs des abonnés	U	180,00	305 500	55 000 000
21	Divers imprévus 10%				a-41 650 000 b-83 050 000
Total dans l'Hypothèse où la turbine et l'alternateur sont réparables					458 150 000 arrondis à 460 000 000
Total dans l'Hypothèse où la turbine et l'alternateur ne sont pas réparables					913 550 000 arrondis à 915 000 000

ANNEXE VIII

CALCUL DES COÛTS DE L'AMENAGEMENT

VIII.1 PAR FORMULE

VIII.1.1 Les variables et facteurs des coûts

Débit nominal de la Mini centrale

$$Q_d = 0,63 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nombre de turbine

$$n = 2$$

Débit par turbine en m³/s :

$$Q_u = \frac{Q_d}{n}$$

$$Q_u = 0,23 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Diamètre approximatif de l'aube en m

$$d = 0,482 \cdot Q_u^{0,45}$$

$$d = 0,29 \text{ m}$$

Hauteur de chute nette en m

$$H_g = 73,51 \text{ m}$$

MW/ unité en MW (MW_U)

$$MW_U = \frac{7,79 \cdot Q_u \cdot H_g}{1000}$$

$$MW_U = 0,183 \text{ MW}$$

Puissance totale en MW

$$MW = MW_U \cdot n$$

$$MW = 0,366 \text{ MW}$$

VIII.1.2 Autres variables et facteurs de coûts :

Facteur des coûts d'ingénierie :

$$E = 1,0$$

Facteur de raccordement au réseau pour prendre en Compte l'utilisation des
Génératrice asynchrones

$$G = 0,9 \quad \text{pour MW} < 1,5$$

Facteur pour prendre en compte l'utilisation des moteurs comme génératrices au
moindre coût pour les projets de moins de 10MW

$$C_g = 0,75 \quad \text{pour MW} < 10$$

Facteur pour prendre en compte l'augmentation du coût due aux axes verticaux pour
les unités Kaplan, Francis et à hélice pour des hauteurs supérieures à 25m

$$J_t = 1,1 \quad \text{pour Hg} > 25$$

Facteur pour prendre en compte la diminution du coût due aux petites unités Kaplan,
Francis et à hélice à axes horizontaux

$$K_t = 0,9 \quad \text{pour d} < 1,8$$

Facteur pour ajuster l'éventuelle construction d'un chemin d'accès de moindre coût

$$T = 1,0 \quad \text{pour pas de chemin d'accès}$$

VIII.1.3 Autres variables et facteurs des coûts

Facteur de difficulté d'accès au Site (facteur définie sur une échelle de 1 à 6)

$$A = 3 \quad \text{pour notre site}$$

Longueur du chemin d'accès en Km

$$l_a = 1,200 \text{ Km}$$

Facteur de difficulté de terrain pour la ligne électrique.

$$D = 2$$

Longueur de la ligne électrique en Km

$$l_t = 1,2 \text{ Km}$$

Facteur reflétant le coût d'un poteau en bois par rapport à un pylône en acier

$$P = 0,85 \quad \text{car } V < 69$$

Facteur des coûts de Génie Civil

$$C = 1,0 \quad \text{car il n'y a pas de barrage}$$

Facteur de roc

$$R = 1,05 \quad \text{car il n'y a pas de roc sur le barrage}$$

Distance des sites d'emprunt en Km

$$l_b = 0,10 \text{ (Km)}$$

Longueur de la crête du barrage en m

$$l_d = 0,5 \text{ m}$$

Nombre de conduites forcées identiques

$$n_p = 2$$

Poids des conduites forcées kg

$$W = 1425 \text{ kg}$$

Diamètre des conduites forcées en m

$$d_p = 0,350 \text{ m}$$

Longueur de la conduite forcée en m

$$l_p = 57 \text{ m}$$

Epaisseur moyenne de la paroi des conduites forcées en main

$$t_{aue} = 3\text{mm}$$

Epaisseur de la conduite forcée au point de prélèvement en mm

$$t_t = 3\text{mm}$$

Pente du terrain où le canal doit être construit dans la terre en degrés

$$S_s = 52,2^\circ$$

Longueur du canal qui doit être construit dans la terre en m

$$l_{cs} = 1000\text{m}$$

Pente du terrain où le canal doit être construit dans le roc en degrés

$$S_r = 0$$

Longueur du canal qui doit être construit dans le roc en m

$$l_{cr} = 0\text{m}$$

Volume d'excavation pour le tunnel dans le roc en m³

$$R_w = 0$$

Volume du revêtement en béton du tunnel en m³

$$C_v = 0$$

Longueur du tunnel en m

$$l_t = 0$$

Taux d'intérêt (i)

$$i = 8\%$$

Nombre moyen de jours de Gel au Site

$$f = 0 / F = 0$$

Coûts locaux des équipements par rapport aux coûts canadiens

$$E_c = 1$$

Coûts locaux en combustible par rapport aux coûts canadiens

$$F_c = 1$$

Coûts locaux de la main d'œuvre par rapport aux coûts canadiens

$$L_c = 0,05$$

Facteur du coût du génie civil étranger

$$B = (0,3333.E_c + 0,3333.F_c) \times \frac{1}{\left(\frac{E_c}{L_c}\right)^{0,5}} + 0,3333 \cdot \left(\frac{E_c}{L_c}\right)^{0,5} \cdot L_c$$

D'où

$$B = 0,223$$

Coefficient du coût de fabrication des équipements

$$K = 0,7 \quad \text{pour Madagascar}$$

VIII.1.4 Calcule des coûts de base

Etude de faisabilité :

$$Eq_1 = 0,032 \cdot \sum (Eq_2) \text{ à } (Eq_{15})$$

$Eq_1 = 61220,75 \text{ Franc suisse}$
--

Développement :

$$Eq_2 = 0,04 \cdot \sum (Eq_3) \text{ à } (Eq_{14})$$

$Eq_2 = 66044,17 \text{ Franc suisse}$
--

Ingénierie :

$$Eq_3 = 0,37 \cdot n^{0,1} \cdot E \cdot \left(\frac{MW}{H_g^{0,3}} \right)^{0,54} \times 10^6$$

$$= 0,37 \cdot 2^{0,1} \cdot 1 \cdot \left(\frac{0,366}{73,51^{0,3}} \right)^{0,54} \times 10^6$$

$Eq_3 = 0,115 \cdot 10^6 \text{ Franc suisse}$
--

Equipements énergétiques :

Génératrice et contrôle :

$$Eq_4 = 0,82 \cdot 2^{0,96} \cdot G \cdot Cg \cdot \left(\frac{MW}{H_g^{0,28}} \right)^{0,9} \times 10^6$$

$$= 0,82 \cdot 2^{0,96} \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{0,366}{73,51^{0,28}} \right)^{0,9} \times 10^6$$

$Eq_4 = 0,148 \cdot 10^6 \text{ Franc suisse}$
--

Turbine Francis et régulateur :

$$Eq_4' = 0,17 \cdot n^{0,96} \cdot J_t \cdot K_t \cdot d^{1,47} \left\{ (13 + 0,01 \cdot Hg)^{0,3} + 3 \right\} \times 10^6$$

$$= 0,17 \cdot 2^{0,96} \cdot 1,1 \cdot 0,9 \cdot 0,30^{1,47} \left\{ (13 + 0,01 \cdot 73,51)^{0,3} + 3 \right\} \times 10^6$$

$Eq_4' = 0,289 \cdot 10^6 \text{ Franc suisse}$

Installation des équipements énergétiques

$$\begin{aligned} \text{Eq}_5 &= 0,15. (\text{Eq}_4 + \text{Eq}'_4) \\ &= 0,15. (0,148 + 0,289).10^6 \end{aligned}$$

$$\text{Eq}_5 = 0,066.10^6 \text{ Franc suisse}$$

Chemin d'accès

$$\begin{aligned} \text{Eq}_6 &= 0,025. T.A^2. I_a^{0,9} \times 10^6 \\ &= 0,025. 1.3^2. 1,2^{0,9} \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\text{Eq}_6 = 0,265.10^6 \text{ Franc suisse}$$

Ligne électrique

$$\begin{aligned} \text{Eq}_7 &= 0,0011. D.P. I_t^{0,95} \times V \times 10^6 \\ &= 0,0011. 2.0,85. 1,2^{0,95} \times 0,32 \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\text{Eq}_7 = 711,563 \text{ Franc suisse}$$

Poste et transformateur

$$\begin{aligned} \text{Eq}_8 &= (0,0025. n^{0,95} + 0,002 (0+1)) \times \left(\frac{MW}{0,95} \right)^{0,9} \times V^{0,3} \times 10^6 \\ &= (0,0025. 2^{0,95} + 0,002 (0+1)) \times \left(\frac{0,366}{0,95} \right)^{0,9} \times 0,32^{0,3} \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\text{Eq}_8 = 0,301.10^6 \text{ Franc suisse}$$

Installation du poste et du transformateur

$$\begin{aligned} \text{Eq}_9 &= 0,15 \times \text{Eq}_8 \\ &= 0,15 \times 0,301.10^6 \end{aligned}$$

$$\text{Eq}_9 = 0,045.10^6 \text{ Franc suisse}$$

Génie Civil

$$\begin{aligned} \text{Eq}_{10} &= 3,54. n^{-0,04}. \text{C.R.} \left(\frac{MW}{H_g^{0,3}} \right) \times (1 + 0,01.l_b) \times \left(1 + 0,005. \frac{l_d}{H_g} \right) \times 10^6 \\ &= 3,54. 2^{-0,04}. 1.1, 05. \left(\frac{0,366}{73,51^{0,3}} \right) \times (1 + 0,01.0,1) \times \left(1 + 0,005. \frac{0,5}{73,51} \right) \times 10^6 \end{aligned}$$

$$\text{Eq}_{10} = 0,365.10^6 \text{ Franc suisse}$$

Conduite forcée

$$\text{Eq}_{11} = 20.n_p^{0,35}. W^{0,88} \quad \text{où } W = (24,7. d_p.l_p. t_{ave})$$

Avec

$$W = 24,7.0,350.57.3$$

$$W = 1478,295$$

$$\text{Eq}_{11} = 20.2^{0,35}.1478,295^{0,88}$$

$$\text{Eq}_{11} = 23790,3 \text{ Franc suisse}$$

Installation de la conduite forcée :

$$\text{Eq}_{12} = 5.W^{0,88}$$

$$\text{Eq}_{12} = 3078,64 \text{ Franc suisse}$$

Canal:

$$\begin{aligned} \text{Eq}_{13} &= 20 \times [(1,5 + 0,01. S_s^{1,5}). Q_d. l_{cs}]^{0,9} \\ &= 20 \times [(1,5 + 0,01. 52,2^{1,5}). 0,63.1000]^{0,9} \end{aligned}$$

$$\text{Eq}_{13} = 29523,78 \text{ Franc suisse}$$

Tunnel :

$E_{q14} = 0$ (on ne construit pas de Tunnel)

Divers :

$$e_{q15} = 0,25 \cdot i \cdot Q_d^{0,35} \times 1,1 \cdot \sum(E_{q2} \text{ à } E_{q14}) + 0,1 \cdot \sum(E_{q2} \text{ à } E_{q14})$$

$$= 0,25 \cdot \frac{8}{100} \cdot 0,63^{0,35} \times 1,1 \cdot 1,651 \cdot 10^6 + 0,1 \cdot 1,651 \cdot 10^6$$

$e_{q15} = 0,196 \cdot 10^6$ Franc suisse

La cour de change nous donne 1 Franc suisse est sensiblement égal à 1662 Ariary.

VIII.1.5 RECAPITULATION DU DEVIS OBTENU PAR FORMULE

DESIGNATION	MONTANT EN FRANC SUISSE	MONTANT EN ARIARY	MONTANT EN FRANC MALGACHE
FAISABILITE	61220,75	101 748 887	508 744 437
DEVELOPPEMENT	66044,17	109 765 413	548 827 064
INGIENERIE	115000	191 130 000	955 650 000
GENERATRICE ET CONTRÔLE	148000	245 976 000	1 229 880 000
TURBINE FRANCIS ET REGULATEUR	289000	480 318 000	2 401 590 000
INSTALLATION DES EQUIPEMENTS ENERGETIQUES	66000	109 692 000	548 460 000
CHEMIN D'ACCES	265000	440 430 000	2 202 150 000
LIGNE ELECTRIQUE	711,563	1 182 618	5 913 089
POSTE ET TRANSFORMATEUR	301000	500 262 000	2 501 310 000
INSTALLATION DU POSTE ET TRANSFORMATEUR	45000	74 790 000	373 950 000
GENIE CIVIL	365000	606 630 000	3 033 150 000

CONDUITE FORCEE	23790,3	39 539 479	197 697 393
INSTALLATION DE LA CONDUITE	3078,64	5 116 700	25 583 498
CANAL D'AMENEE	29523,78	49 068 522	245 342 612
PROTECTION ENVIRONNEMENTALE	9025.27	15 000 000	75 000 000
DIVERS	196000	325 752 000	1 628 760 000
TOTAL	1974369,20	3 281 401 618	16 407 008 092

VIII.2 DETAIL ESTIMATIF DES TRAVAUX (en Franc Malgache Fmg)

DESIGNATION DES TRAVAUX	U	Quantité	PRIX UNITAIRE	MONTANT
I - BARRAGE DE DERIVATION				
Batardeau	ml	12,00	75 500	906 000
Fouille d'ouvrage sur terrain meuble sans pompage	m3	28,00	20 000	560 000
Déroctage rocher en amont barrage	m3	2,50	162 500	406 250
Coffrage plan	m²	60,00	61 600	3 696 000
Béton de propreté dosé à 150 kg	m3	3,200	2 525 000	8 080 000
Béton cyclopéen dosé à 300 kg	m3	12,200	2 875 000	35 075 000
Béton armé dosé à 350 kg	m3	5,600	3 025 000	16 940 000
Fers ronds pour armature	kg	120,20	26 000	3 125 200
Maçonnerie de moëllons dosé à 300 kg	m3	6,400	962 500	6 160 000
Vanne à poutrelles en madrier	U	30,00	265 000	7 950 000
82 898 450				

II - PRISE D'EAU	U	Quantité	PRIX U	MONTANT
Batardeau	ml	250,00	4 000	1 000 000
Fouille d'ouvrage sur terrain meuble sans pompage	m3	13,50	20 000	270 000
Déroctage rocher en amont barrage	m3	1,00	162 500	162 500
Coffrage plan	m²	25,00	61 600	1 540 000
Buse en béton armée 1200 mm	ml	4,00	1 000 000	4 000 000
Béton de propreté dosé à 150 kg	m3	1,000	2 525 000	2 525 000
Béton cyclopéen dosé à 300 kg	m3	2,700	2 875 000	7 762 500
Béton armé dosé à 350 kg	m3	2,800	3 025 000	8 470 000
Fers ronds pour armature	kg	94,50	26 000	2 457 000

Maçonnerie de moellons dosée à 300 kg	m3	40,500	1 875 000	75 937 500
Vanne murale	U	2,00	3 500 000	7 000 000
111 124 500				
III-CANAL EN MACONNERIE DE MOELLONS SUR 1000 m				
Décapage sur terrain meuble	m	1000,00	12 000	12 000 000
Fouille d'ouvrage sur terrain meuble	m3	1200,000	20 000	24 000 000
Coffrage plan	m²	112,490	61 600	6 929 384
Maçonnerie de moellons dosée à 300 kg	m3	10,660	1 875 000	19 987 500
Béton ordinaire dosé à 250 kg	m3	79,120	2 650 000	209 668 000
Chape dosée à 500 kg	m²	72,00	150 000	10 800 000
283 384 884				

IV - CHAMBRE DE MISE EN CHARGE	U	Quantité	Prix unitaire	MONTANT
Fouilles	m3	12,00	12 000	144 000
Déroctage rocher	m3	0,50	162 500	81 250
Coffrage plan	m²	25,00	21 600	540 000
Béton ordinaire dosé à 250 kg	m3	2,400	2 650 000	6 360 000
Béton dosé à 500 kg	m3	2,800	4 681 200	13 107 360
Fers ronds pour armature	kg	94,50	32 000	3 024 000
Maçonnerie de moellons dosé à 300 kg	m3	40,500	1 875 000	75 937 500
Vanne murale	U	1,00	3 500 000	3 500 000
102 694 110				

V - CONDUITE FORCEE	U	Quantité	Prix unitaire	MONTANT
conduites 2 x D 350mm pose comprise	ml	114,000	853 250	97 270 500
Fouilles	m3	285,000	12 000	3 420 000
Remblais	m3	195,000	8 000	1 560 000
Butées	U	2,00	725 000	1 450 000
scellettes d'appui	U	8,00	1 250 000	10 000 000
Drains D 100 mm	ml	65,00	42 500	2 762 500
Caniveau demi-brise D 1500	ml	15,00	82 000	1 230 000
117 693 000				

VI - USINE	U	Quantité	Prix unitaire	MONTANT
TERRASSEMENTS				
Décapage sur terrain meuble	m2	130,00	12 000	1 560 000
Fouilles	m3	180,000	12 000	2 160 000
Remblais sur terrain	m3	100	8 000	800 000

BETONS				
Béton armé dosé à 350 kg	m3	8,000	3 025 000	24 200 000
BOISERIE				
Coffrage plan, tout compris	m²	58,000	61 600	3 572 800
Echafaudage	m3	34,00	42 600	1 448 400
MACONNERIE				
Maçonnerie de moellon dosée à 300 kg	m3	30,500	1 875 000	57 187 500
Herissonage	m3	14,00	55 300	774 200
Maçonnerie de brique dosée à 150 kg	m3	55,00	105 300	5 791 500
VI - USINE (Suite)				
	U	Quantité	Prix unitaire	MONTANT
MENUISERIE				
Fenetre 2 x 1,5	U	2,000	850 000	1 700 000
Planche du mur	m²	70,000	14 500	1 015 000
Porte extérieure 2 x 2,5	U	2,000	450 000	900 000
Porte interieure 0,80 x 2,10	U	1,000	425 000	425 000
Madriers	U	52,00	55 300	2 875 600
TOITURE				
Tôles	U	65,00	64 200	4 173 000
Fourniture et pose				2 980 000
ENDUITS				
Enduit dosé à 300 kg	m²	65,00	116 400	7 566 000
Chape dosé à 350 kg	m²	50,00	120 300	6 015 000
Rejointement	m²	80,000	22 500	1 800 000
126 944 000				

VII - EQUIPEMENT HYDRAULIQUE ET ENERGETIQUE				
	U	Quantité	Prix unitaire	MONTANT
Poste et transformateur	U	2,000	275 672 500	551 345 000
Generatrice et contrôle	U	2,000	1 076 434 000	2 152 868 000
Turbine Francis et régulateur	U	2,000	1 820 873 500	3 641 747 000
Ligne électrique	ml	1200,000	5 920	7 104 000
Installation				230 604 250
Divers				1 628 760 000
TOTAL				8 212 428 250

VIII - ROUTE D'ACCES	U	Quantité	Prix unitaire	MONTANT
Route en terre compactée	ml	1200	1 825 000	2 190 000 000
TOTAL				2 190 000 000

IX - PROTECTION ENVIRONNEMENTALE	U	Quantité	Prix unitaire	MONTANT
Reboisement	m3	50000	1500	75 000 000
TOTAL				75 000 000

X- RECAPITULATION DU DEVIS ESTIMATIF

OUVRAGES	COUT DU PROJET	
	en Fmg	en Ariary
FAISABILITE	767938236	153 587 647
DEVELOPPEMENT	449 086 688	89 817 338
BARRAGE DE DERIVATION	82 898 450	16 579 690
PRISE D'EAU	111 124 500	22 224 900
CANAL EN MACONNERIE DE MOELLONS	283 384 884	56 676 977
CHAMBRE DE MISE EN CHARGE	102 694 110	20 538 822
CONDUITE FORCEE	117 693 000	23 538 600
USINE	126 944 000	25 388 800
EQUIPEMENT HYDRAULIQUE ET ENERGETIQUE	8 212 428 250	1 642 485 650
ROUTE D'ACCES	2 190 000 000	438 000 000
PROTECTION ENVIRONNEMENTALE	75 000 000	15 000 000
DIVERS	1 122 716 718	224 543 344
TOTAL	13 162 730 836	2 632 546 167

ANNEXE IX

TAUX DE RENTABILITE INTERNE DU PROJET

Rubrique		Années									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
DEPENSES	Investissement	2816000	2816000	2675200	2534400	2393600	2252800	2112000	1971200	1830400	1689600
	intérêt bancaire		450560	214016	202752	191488	180224	168960	157696	146432	135168
	Développement		18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000
	Dotation aux amortissements		140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800
	Total des dépenses	2816000	3425360	3048016	2895952	2743888	2591824	2439760	2287696	2135632	1983568
	taux d'actualisation	1	1,08	1,17	1,26	1,36	1,47	1,59	1,71	1,85	2,00
	TOTAL DES DEPENSES (Actualisé)	2816000	3699388,8	3555206	3648065,49	3733029,3	3808240	3871592	3920709	3952906	3965162
PRODUITS	Recettes obtenues	0	886845	1056666	1226488	1396309	1566130	1735952	1886904	1886904	1886904
	Valeur résiduelle	2816000	2675200	2534400	2393600	2252800	2112000	1971200	1830400	1689600	1548800
	TOTAL DES PRODUITS	2816000	3562045	3591066	3620087,6	3649109	3678130	3707152	3717304	3576504	3435704
SOLDE : (Total des produits - Total des dépenses)		0	-137344	35860	-27978	-83920	-130109	-164441	-203405	-376402	-529458

Rubrique												
DEPENSES	Investissement	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
	intérêt bancaire	1548800	1408000	1267200	1126400	985600	844800	704000	563200	422400	281600	140800
	Développement	123904	112640	101376	90112	78848	67584	56320	45056	33792	22528	11264
	Dotation aux amortissements	18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000	18000
	Total des dépenses	140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800	140800
	taux d'actualisation	1831504	1679440	1527376	1375312	1223248	1071184	919120	767056	614992	462928	310864
		2,16	2,33	2,52	2,72	2,94	3,17	3,43	3,70	4,00	4,32	4,66
TOTAL DES DEPENSES (Actualisé)		3954080	3915848	3846193	3740331	3592916	3397977	3148852	2838121	2457520	1997859	1448924
PRODUITS	Recettes obtenues	1886904	1886904	1886904	1886904	1886904	1886904	1886904	1886904	1886904	1886904	1886904
	Valeur résiduelle	1408000	1267200	1126400	985600	844800	704000	563200	422400	281600	140800	0
	TOTAL DES PRODUITS	3294904	3154104	3013304	2872504	2731704	2590904	2450104	2309304	2168504	2027704	1886904
SOLDE : (Total des produits - Total des dépenses)		-659176	-761744	-832889	-867827	-861212	-807073	-698748	-528817	-289016	29845	437980

TRI années 1 à 20 =18,43%

.NOM (de l'auteur) : RAFIDIMANANTSOA

.Prénoms : Tojoandry Tiana

.Titre: **Aménagement hydroélectrique pour l'Alimentation en électricité de la cuvette d'IFANJA**

.Nombre de pages : 188

.Nombre de figures : 08

.Nombre de tableaux : 29

RESUME

Afin de répondre au besoin en électricité de la population du village d'IFANJA, des aménagements hydroélectriques ont été menés pour satisfaire la demande d'électricité jusqu'en 2025, soit environ 8,8 Mwh / an.

Ce projet n'atteint pas cette demande, pour l'instant. Mais ce qui est proposé ici, c'est pour les cinq ans à venir pour limiter les investissements à faire actuellement.

Pour cela on fera les aménagements à partir de la rivière IKOTOMBOLO, avec la réhabilitation de l'ancienne centrale hydroélectrique de 80 KW en amont au niveau de la source et la construction d'une nouvelle centrale hydroélectrique à la sortie de la cuvette qui peut fournir jusqu'à 359 KW.

D'ici 2010 le réseau sera saturé. Une nouvelle mesure doit être prise, soit :

Renforcer les installations déjà mises en place par des groupes thermiques de puissance croissante au fur et à mesure qu'une demande se précise ;

Chercher une autre chute proche des villages de la cuvette capable de satisfaire le besoin de la population.

Mots clés : Hydroélectrique, charge de pointe, débit nominal d'équipement, chute, puissance

Directeur du mémoire : Monsieur RANDRIANARISOA Emmanuel

Adresse de l'auteur : Lot VE 33bis Faliarivo Ambanidia (Tanà 101)

Tel : 0331426364-02022263470

E-mail : rafidimanantsoa@yahoo.fr

Mémoire d'Ingénieur Hydraulique, ESPA 2005