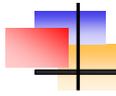


LISTE DES ABREVIATIONS

AUE	Association des Usagers de l'Eau
BCEOM	Bureau Central d'études pour les Equipements d'Outre Mer
CEPE	Certificat d'Etudes Primaires Elémentaires
CTGREF	Centre Technique de Génie Rural et des Eaux et Forêts
Dfc	Débits fictifs continus
EPP	Ecoles Primaires Publiques
ESPA	Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo
ETP	Evapotranspiration Potentielle
FAO	Food and Agricultural Organization
FJKM	Fiangonan'I Jesoa Kristy eto Madagasikara
FRAM	Fikambanan'ny Ray Aman-drenin'ny Mpianatra
FTM	Foibe Taosaritanin'I Madagasikara
INSA	Institut National des Sciences Appliquées
Kc	Coefficient cultural
ONG	Organisation Non Gouvernementale
ORSTOM	Office de Recherche Scientifique et Technique d'Outre Mer
PK	Point Kilométrique
PPI	Petit Périmètre Irrigué
RN	Route Nationale
SIG	Système d'Information Géographique
SOGREAH	Société Grenobloise d'Etudes et d'Application Hydraulique
SOMEAH	Société Malgache d'Etudes et d'Aménagement Hydraulique
TNPH	Terrain Naturel le Plus Haut
TRI	Taux de Rentabilité Interne
TVA	Taxes sur les Valeurs Ajoutées



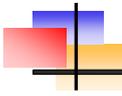
LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Effectif des élèves	11
Tableau 2 : Variétés de semences dans la région	14
Tableau 3 : Répartition de la production du riz	14
Tableau 4 : Effectif des artisans dans le fokontany	16
Tableau 5 : Caractéristique physique du bassin versant de Maevarano	22
Tableau 6 : Temps de concentration selon les différentes formules et leur moyenne	22
Tableau 7 : Débit de crue de différentes fréquences de Betsiboka à Ambodiroka	25
Tableau 8 : Débit de crue de différentes fréquences au niveau de l'exutoire	25
Tableau 9 : Pluviométries maximales de 24h de différentes fréquences	27
Tableau 10 : Débits de diverses fréquences par la formule de Louis Duret	27
Tableau 11 : Test de Khi-deux	28
Tableau 12 : Valeurs de Q_F et q_F sur la station de Betsiboka à Ambodiroka	31
Tableau 13 : Apport interannuels au droit de l'exutoire par la méthode de station de référence	31
Tableau 14 : Coefficient de répartition mensuelle	32
Tableau 15 : Apports mensuels secs de différentes fréquences par la méthode de station de référence en [l/s]	32
Tableau 16 : Apports interannuels de différentes fréquences par la méthode CTGREF	33
Tableau 17 : Apports mensuels secs de différentes fréquences par la méthode CTGREF en [l/s]	33
Tableau 18 : Apports quinquennaux secs mensuels de la rivière Maevarano en [l/s]	34
Tableau 19 : Apports décennaux secs mensuels de la rivière Maevarano en [l/s]	34
Tableau 20 : Valeurs des pluies efficaces	35
Tableau 21 : Valeurs de K_C (sans étalement de repiquage)	36
Tableau 22 : Caractéristique du climat des villages terres encadrés par l'ONG	37
Tableau 23 : Evapotranspiration potentielle calculée par le logiciel CROPWAT	38
Tableau 24 : Calendrier culturel de la riziculture	40
Tableau 25 : Besoin en eau suivant la méthode classique	41
Tableau 26 : Besoin en eau selon CROPWAT	41
Tableau 27 : Adéquation ressources besoins en eau par la méthode pratique culturelle	42
Tableau 28 : Adéquation ressources besoins en eau : CROPWAT	42
Tableau 29 : Caractéristiques du barrage	50
Tableau 30 : Sections des canaux d'irrigation	58
Tableau 31 : Dimension du partiteur	59
Tableau 32 : Prises parcellaires	60
Tableau 33 : Dimensions du drain	62
Tableau 34 : Activités prévues pour l'aménagement	67
Tableau 35 : Identification des impacts	68
Tableau 36 : Mode d'attribution des coefficients	70
Tableau 37 : Evaluation des impacts négatifs	70
Tableau 38 : Evaluation des impacts positifs	71
Tableau 39 : Mesure d'atténuation	72
Tableau 40 : Plan de gestion environnemental	73



LISTE DES FIGURES

Figure 1 :	Carte de Madagascar	07
Figure 2 :	Situation du village de Manarenja	08
Figure 3 :	Dimensionnement du barrage	50
Figure 4 :	Forces appliquées au barrage	51



LISTE DES ANNEXES

- ANNEXE 1 : Etudes pluviométriques

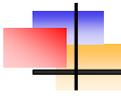
- ANNEXE 2 : Bassin versant de Maevarano

- ANNEXE 3 : Etudes des besoins en eau

- ANNEXE 4 : Jaugeage du cours d'eau Maevarano

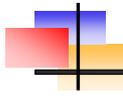
- ANNEXE 5 : Stabilité du barrage

- ANNEXE 6 : Calage hydraulique

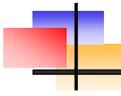


SOMMAIRE

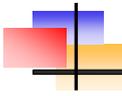
INTRODUCTION	1
PARTIE I : PRESENTATION GENERALE DU PROJET ET DE LA ZONE D'ETUDE	3
Chapitre 1 : PRESENTATION DU PROJET	4
1-1 : Source du sujet	4
1-2 : Contexte et objectifs	4
1-3 : Objet du mémoire	5
Chapitre 2 : MILIEU PHYSIQUE DE LA ZONE	6
2-1: Localisation de la zone	6
2-1-1: Situation géographique	6
2-1-2 : Accessibilité dans la zone	8
2-2 : Pédologie de la zone	8
2-3 : Climatologie	9
2-4 : Végétation	9
2-5 : Hydrographie.....	9
Chapitre 3 : ASPECTS SOCIO-ECONOMIQUES	10
3-1 : Milieu humain et social	10
3-1-1 : Population.....	10
3-1-2 : Habitats et logements.....	10
3-1-3 : Services sociaux de base et infrastructures.....	11
3-1-4 : Scolarisation	11
3-1-5 : Condition sanitaire.....	12
3-1-6 : Infrastructures économiques.....	12
3-1-7 : Aspects socio culturels.....	13
3-2 : Activités économiques	13
3-2-1 : Secteur primaire	13
3-2-1-1 : Agriculture.....	13
3-2-1-2 : Elevage	15
3-2-1-3 : Contraintes et problèmes	15
3-2-2 : Secteurs secondaire et tertiaire.....	16
Conclusion 1 ^{ère} partie.....	17
PARTIE II : ETUDES DES RESSOURCES - BESOIN EN EAU	18
Chapitre 4 : ETUDE HYDROLOGIQUE	19
4-1 : Etude du bassin versant	19
4-1-1 : Généralités.....	19
4-1-2 : Caractéristiques du bassin versant	19
4-1-2-1 : Surface et périmètre du bassin versant	19
4-1-2-2 : Forme du bassin versant	19
4-1-2-3 : Rectangle équivalent.....	20
4-1-2-4 : Pente du bassin versant	20



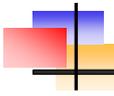
4-1-2-5 : Temps de concentration	22
4-1-2-6 : Couverture végétale.....	22
4-2 : Etudes pluviométriques	23
4-2-1 : But	23
4-2-2 : Station pluviométrique	23
4-2-3 : Donnée pluviométrique	23
4-3 : Estimation des crues	23
4-3-1: Méthode des stations de référence	24
4-3-1-1 : Principe	24
4-3-1-2 : Estimation du débit de crue selon la méthode de la station de référence :	24
4-3-2 : Méthode Louis Duret	25
4-3-2-1 : Estimation des débits de crues de différentes fréquences selon Louis Duret	26
4-3-2-2 : Test d'efficacité de l'ajustement.....	27
4-3-3 : Observation de la laisse de crue	29
4-3-4 : Synthèse	29
4-4 : Estimation des apports.....	30
4-4-1 : La méthode des stations de référence	30
4-4-1-1 : Principe	30
4-4-1-2 : Estimations des apports selon la station de référence	31
4-4-2 : Apports mensuels de différentes fréquences.....	31
4-4-3 : La méthode CTGREF.....	33
4-4-4 : Synthèse	34
Chapitre 5 : ETUDES DES BESOINS EN EAU.....	35
5-1 : Besoins en eau des plantes	35
5-1-1 : Pluie efficace.....	35
5-1-2 : Coefficient cultural	35
5-1-3 : Evapotranspiration potentielle ET_p	36
5-2 : Besoins en eau correspondant aux pratiques culturales	38
5-2-1 : Besoin net	39
5-2-2 : Besoin pratique.....	39
5-2-3 : Débit fictif continu	40
5-2-4 : Calendrier cultural	40
5-2-5 : Débit fictif continu de pointe.....	41
5-3 : Adéquation ressource besoin.....	42
5-4 : Débit de dimensionnement.....	43
5-4-1 : Main d'eau	43
5-4-2 : Débit d'équipement.....	43
5-4-3 : Débits nominaux.....	43
Conclusion 2 ^e partie.....	43
PARTIE III : LES AMENAGEMENTS PROPOSES.....	44
Chapitre 6: DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE ET ETUDES PRELIMINAIRES.....	45
6-1 : Diagnostic de la situation actuelle	45
6-1-1 : Description et analyse du périmètre rizicole	45
6-1-2 : Infrastructures existantes	45
6-2 : Etudes préliminaires.....	45
6-2-1 : Etudes topographiques.....	45



6-2-2 : Etudes géotechniques.....	46
Chapitre 7 : CONCEPTIONS ET DIMENSIONNEMENTS DES OUVRAGES	47
7-1 : Le Barrage.....	47
7-1-1 : Dimensionnement du barrage.....	48
7-1-1-1 : Hauteur du barrage.....	48
7-1-1-2 : Longueur du barrage.....	49
7-1-1-3 : Fonctionnement hydraulique.....	49
7-1-1-4 : Fondation du barrage.....	49
7-1-1-5 : Les caractéristiques du barrage	50
7-1-2 : Etude de stabilité du barrage	51
7-1-2-1 : Hypothèse de calcul	51
7-1-2-2 : Inventaires des sollicitations auxquelles est soumis le barrage.....	51
7-1-2-3 : Stabilité au glissement	53
7-1-2-4 : Stabilité au renversement.....	54
7-1-2-5 : Règle du tiers central	54
7-1-2-6 : Stabilité élastique.....	54
7-1-2-7 : Vérification de la règle de LANE	55
7-1-3 : Les ouvrages annexes solidaires au barrage.....	56
7-1-3-1 : Les murs d'encassement	56
7-1-3-2 : L'ouvrage de prise principale	56
7-2 : Les canaux d'irrigation	57
7-2-1 : Caractéristiques des canaux	57
7-2-1-1 : Le coefficient de rugosité K.....	57
7-2-1-2 : La vitesse	57
7-2-1-3 : La section	58
7-2-1-4 : Revanche.....	58
7-2-2 : Calage hydraulique	58
7-3 : Les ouvrages sur canaux.....	59
7-3-1 : Partiteur.....	59
7-3-2 : Prise sur canaux	59
7-4 : Le réseau d'assainissement.....	60
7-4-1 : Module d'assainissement	60
7-4-1-1 : Formule de débit caractéristique	60
7-4-1-2 : calcul du module d'assainissement.....	61
7-4-2 : Les canaux de drainage.....	62
7-4-2-1 : Formule de débit.....	62
7-4-2-2 : Caractéristiques	62
Conclusion 3 ^e partie.....	62
PARTIE IV : IMPACTS ENVIRONNEMENTAUX ET ECONOMIQUES DU PROJET	63
Chapitre 8 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET	64
8-1 : La mise en contexte du projet.....	64
8-1-1 : Présentation du promoteur	65
8-1-2 : Description du site du projet	65
8-1-2-1 : Milieu physique.....	66
8-1-2-2 : Milieu biologique	66
8-1-2-3 : Milieu humain	67



8-2 : Description du projet	67
8-3 : Identification des impacts	68
8-4 : Analyse et évaluation des impacts	70
8-5 : Mesures d'atténuation.....	72
8-6 : Plan de gestion environnemental du projet.....	73
Chapitre 9 : IMPACTS ECONOMIQUES DU PROJET	74
8-1 : Economie du projet au sein des villageois	74
8-2 : Economie du projet au niveau régional.	74
8-3 : Economie du projet à l'échelle nationale.....	74
Chapitre 10 : FINANCEMENT DU PROJET	75
Conclusion 4 ^è partie.....	78
CONCLUSION GENERALE.....	79
BIBLIOGRAPHIE.....	81
ANNEXES	82
PLANCHE.....	105



INTRODUCTION

L'agriculture contribue pour plus d'un tiers à l'alimentation de la population mondiale. Particulièrement à Madagascar, ce secteur occupe la majorité de la population, avec un taux dépassant les 80 %. Le secteur de subsistance constitué principalement de la riziculture joue un rôle primordial, elle représente l'aliment de base de la population malgache.

Bien que la superficie cultivée soit en augmentation, les malgaches ne sont pas autosuffisants en riz.

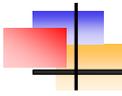
Cette situation est due principalement au non maîtrise de la ressource en eau et aussi à une méthode de culture, encore traditionnelle donnant un faible rendement. D'autre part, la croissance démographique atteignant un taux de 2.9 % nécessite un besoin supplémentaire en riz.

Pour le cas de Manarenja, un des villages défavorisés situé au Nord Ouest de la grande Ile, où l'Organisation Non Gouvernementale dénommée Ecoles du Monde a apportée son aide, la production insuffisante de riz engendre des conséquences dramatiques. Il apparait une période de soudure durant laquelle les paysans ne produisent plus suffisamment de riz pour se nourrir.

Le problème majeur, facteur limitant la production rizicole dans cette zone, c'est l'obstacle des aléas climatiques, plus précisément la déficience et l'irrégularité de la pluviométrie. Dans ce cas, la solution la plus efficace est la maîtrise de l'eau reposant en premier lieu sur l'amélioration du système d'irrigation.

Suite à cette analyse, l'O.N.G Ecoles du monde a décidé de proposer des aménagements hydroagricoles dans ces villages défavorisés qu'elle encadre dans les régions de Boina et de Sofia.

Pour l'étude, elle a invité notre participation afin de créer une équipe d'étudiants topographes et hydrauliciens ayant pour mission d'étudier la création d'un aménagement hydroagricole dans les villages. C'est de cette idée que vient le thème de ce présent mémoire intitulé :



« Etude d'aménagement hydroagricole du bas fond de Maevarano, Fokontany Manarenja, Commune rurale Ambalakida, District Majunga II. »

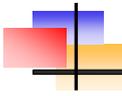
Pour mener à terme ce mémoire, le thème ainsi proposé sera développé en 4 parties:

La première partie fera une présentation générale du projet et de la zone d'étude, qui sera orienté sur le milieu physique et les aspects socio- économiques de la région.

La deuxième partie traitera l'étude des ressources - besoins en eau, telles que l'étude des besoins et de la satisfaction en eau.

Les études des aménagements qu'on proposera dans la troisième partie seront consacrées aux conceptions et dimensionnements des ouvrages projetés après une analyse diagnostique de la situation existante.

La quatrième partie se rapporte aux impacts environnementaux et économiques liés au projet.



**PARTIE I : PRESENTATION
GENERALE DU PROJET ET DE LA
ZONE D'ETUDE**

Chapitre 1 : PRESENTATION DU PROJET

1-1 : Source du sujet

Dans le cadre de son objectif global qui est la sédentarisation des villageois dans la région Boina. L'Organisation Non Gouvernementale Ecoles du monde développe des projets de développement rural. Ainsi, Cette O.N.G a prévu d'entreprendre des études d'aménagements pour les trois bas fonds des villages qu'elle encadre ; à savoir le bas fond de Maevarano, le bas fond d'Ambodiala et le bas fond d'Antsangabe.

Pour ce faire, une coopération a été établie entre Ecoles du Monde et l'Ecole Supérieure Polytechnique d'Antananarivo, particulièrement le département Hydraulique et le département Information Géographique et Foncière. L'O.N.G a confié aux étudiants les études hydrologiques et études topographiques des périmètres concernés pour concevoir un aménagement privilégiant des solutions réalisables par les villageois eux-mêmes.

Telle est la source de ce présent mémoire intitulé : « Etude d'aménagement hydroagricole du bas fond de Maevarano, fokontany Manarenja, Commune rurale Ambalakida, Sous préfecture de Majunga II, Région Boeny. »

1-2 : Contexte et objectifs

La plupart des rizières des villages encadrés par l'O.N.G Ecoles du monde donne un rendement assez faible de l'ordre de 1,5 à 2 T à l'hectare. Pourtant, la seule perspective pour les villageois n'ayant que la riziculture comme ressource financière, pour éviter l'endettement, est d'être autosuffisant en riz.

Le problème majeur est que la maîtrise de l'eau est généralement très imparfaite, le ruissellement direct et les petits canaux d'amenés qui alimentent les rizières sont toujours plus ou moins directement sous la dépendance des pluies.

Suite à ce constat accablant sur le rendement des rizières dans ces villages, il a été décidé de mener une étude d'aménagement hydroagricole où l'amélioration de la riziculture est devenue un des objectifs principaux du volet agriculture au sein de l'O.N.G.

Le projet est surtout conçu pour apporter des solutions adéquates aux problèmes qui sévissent les riziculteurs actuellement, et dont les résultats attendus sont principalement :

- La maîtrise de l'eau pour l'irrigation des rizières
- L'augmentation des rendements agricoles
- La contribution à l'autosuffisance alimentaire des bénéficiaires



- › L'amélioration de la situation sociale et des conditions de vie des villageois.

1-3 : Objet du mémoire

Pour le projet d'aménagement, les levés topographiques sont déjà effectués l'an dernier par un étudiant topographe de l'Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg avec l'aide de 3 étudiants malgaches de la filière I.G.F. Ces levés concernent l'aménagement d'une nouvelle rizière ayant une superficie de 10 Ha.

Cette présente étude se rapporte donc au raisonnement sus cité et comprendra :

- une étude des besoins et de la satisfaction en eau
- un schéma d'aménagement concret qui spécifie les travaux à réaliser en privilégiant des solutions à la portée des villageois.



Chapitre 2 : MILIEU PHYSIQUE DE LA ZONE

2-1: Localisation de la zone

2-1-1: Situation géographique

Le projet consiste à l'aménagement du bas fond de Maevarano qui fait partie du village de Manarenja. La zone est localisée dans la partie Sud-est de Majunga.

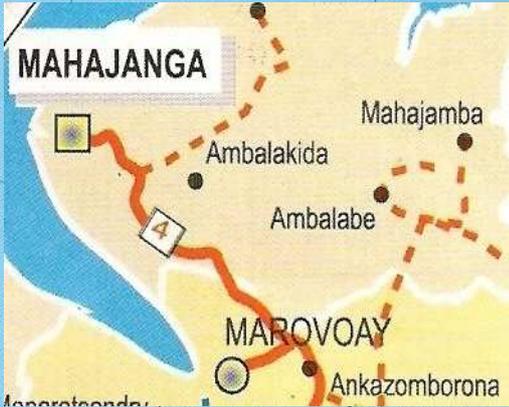
Sur le plan administratif, Manarenja comporte 11 hameaux qui relèvent de l'autorité de la Commune Rurale d'Ambalakida, District Majunga II, Région Boeny.

Le fokontany de Manarenja s'étale entre les parallèles 15°45 et 15°50 de latitude Sud et les méridiens 46°37 et 46°40 de longitude Est, et est repéré sur la carte FTM à l'échelle 1/100.000 è, Feuille M39.

Il est limité :

- au Nord par le village d' Ankoby
- au Sud par le village d' Ambovondramanesy
- à l'Est par le village d' Antanambao
- à l'Ouest par le village d' Ankivonjy.

LES VOIES DE COMMUNICATION NY FIFAMOIVOIZANA



Zone d'étude



LEGENDE - MARIBOLANA

- Route nationale Arabem-pirenena
- Autres routes Lalana hafa
- Distance kilométrique Halaviran-dàtana an-kilometatra
- Chemin de fer Lalamy
- Aéroport - Aérodrôme Fitodiam-piaramanidina - Lehibe - Madinika
- Port International Seranan-Isambo iraisam-pirenena
- Port de cabotage Seranan-Isambo tetimorona
- Trajet de cabotage Lalana-Isambo tetimorona

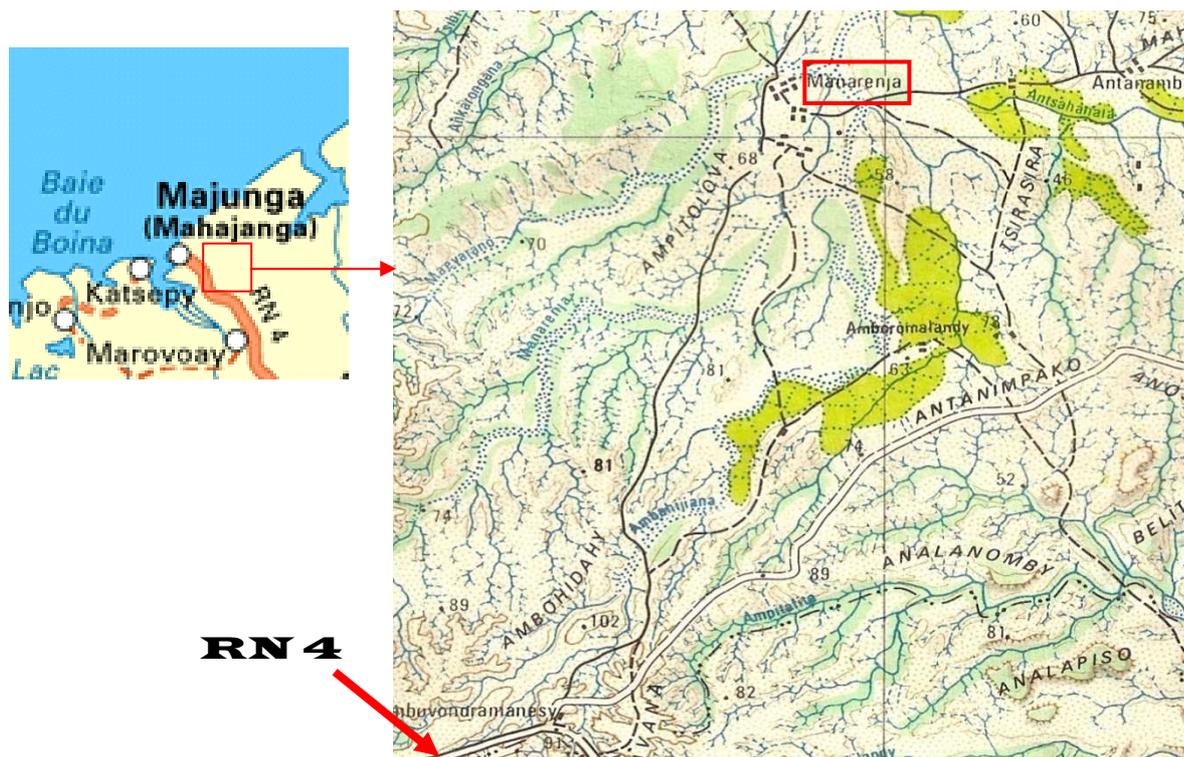


Figure 2: Situation du village de Manarenja

2-1-2 : Accessibilité dans la zone

La route d'accès à Manarenja se fait à partir de la RN4 Tananarive – Majunga jusqu'à Ambovondramanesy PK 516. Puis, on quitte la route nationale pour prendre une piste en terre de 7 km vers le nord. Le bas fond de Maevarano se trouve à 45 mn à pied du village de Manarenja.

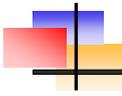
2-2 : Pédologie de la zone

La zone destinée à devenir cultivable est une boucle de rivière en forme de cuvette en pente douce. L'altitude moyenne se situe entre 58 m à 70 m.

Cette géomorphologie indique la présence des sols hydromorphes dans les thalwegs et les petites dépressions. Il y a aussi les « baiboho¹ », qui se trouvent dans les zones cultivables. Ces derniers sont caractérisés par une texture limoneuse avec structure lamellaire, ils sont utilisés en culture « jebly » (saison sèche).

Les relevés pédologiques effectués sur le site montrent que seule la bande longeant la rivière au Nord Ouest est trop sableuse pour être cultivée mais le reste est propice à la riziculture.

¹ Terrain inondable pendant la saison pluvieuse



2-3 : Climatologie

Manarenja est situé dans la région de Boina, qui est fortement influencée par la Mousson. Le climat de cette région est du type tropical sec avec une température moyenne variant entre 18 et 32°C.

La zone est marquée par deux saisons contrastées : chaud pendant 7 mois et 5 mois de saison pluvieuse. On assiste à une alternance des crues inondatrices et des étiages souvent absolus. Le volume total de pluies qui tombe durant la saison pluvieuse (qui s'étale surtout du mois de Décembre au mois de Mars) représente la totalité de la pluviométrie moyenne annuelle.

2-4 : Végétation

En matière de couverture végétale, la zone est presque couverte de savane herbacée et des « Satrana² ». Mais on y trouve aussi des résidus de forêt naturelle et des parcelles boisées de manguiers qui couvrent les collines environnantes.

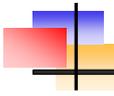
Les bas fonds et les flancs de collines sont occupés par des cultures maraîchères et des rizières.

2-5 : Hydrographie

Manarenja ne possède ni lac ni cours d'eau remarquables. Le réseau hydrographique est constitué par des ruisseaux qui prennent leurs sources par les affluents amont des massifs environnants. Parmi lesquels, la rivière Maevarano qui débite de Novembre à Juin et son lit s'est creusé quelques mètres en dessous des surfaces rizicultivables.

Presque tous les cours d'eaux de la zone sont non-pérennes, ils sont formés par les eaux de pluies

² Arbres employés par les gens pour construire leur habitation ou pour la vannerie



Chapitre 3 : ASPECTS SOCIO-ECONOMIQUES

3-1 : Milieu humain et social

3-1-1 : Population

Le recensement réalisé auprès du fokontany nous renseigne les faits suivants :

- ✓ La population est constituée par une majorité du « foko » Sakalava. Les nouveaux venus, en faible proportion sont les Betsileo et les Betsirebaka venant du Sud Est de l'île.
- ✓ Le Fokontany est composé de 11 hameaux.
- ✓ Une population de 1350 habitants s'éparpille sur ces 11 hameaux pour une superficie de 60 km².
- ✓ Une famille moyenne est formée de 5 personnes et les jeunes représentent la majorité de la population.

La population est essentiellement rurale à vocation principalement agricole.

Concernant le mouvement migratoire, on enregistre des émigrations à caractère semi-définitif des jeunes : ils sont constitués par les élèves de l'école primaire du village pour rejoindre les collèges et les lycées à Majunga ville ou Marovoay. De même, certains riverains émigrent vers Majunga en quête de travail temporaire ou définitif dans les unités industrielles, plus spécialement dans les pêcheries et le port pendant la morte saison agricole.

3-1-2 : Habitats et logements

La grande majorité des habitations sont encore construites dans le style traditionnel, typiques des zones côtières en brousse :

Maison construite avec des matériaux locaux, caractérisés par :

- Les murs construits en bois.
- Le toit fait par des « satrana ».
- Nombre de pièce : 1 à 2.
- Surface habitable : 25 à 40 m² par ménage.

3-1-3 : Services sociaux de base et infrastructures

- *Adduction d'eau potable* : Autrefois, la population puisait l'eau dans les puits traditionnels. Généralement, la qualité de l'eau atteint la limite acceptable de la potabilité ; cependant, à partir du mois de septembre, le débit se réduit, et devient insuffisant par rapport aux besoins jusqu'à l'arrivée de la première pluie au mois de Novembre. Mais, Grâce à l'intervention de l'O.N.G Ecoles du monde, le fokontany dispose maintenant d'un château d'eau alimenté par l'énergie solaire et l'énergie éolienne. Ce château d'eau assure le ravitaillement en eau du site de l'O.N.G ainsi que le lavoir et la douche publics. Les villageois bénéficient également de 4 puits munis d'une pompe à motricité humaine.
- *Sanitaire et hygiène* : La plupart des habitations ne disposent pas d'une latrine, les gens faisaient leurs besoins dans les sentiers environnants. Mais grâce à la sensibilisation, les villageois s'habituent à employer le W.C public entrepris par l'O.N.G.
- *Electricité* : Le fokontany de Manarenja ne dispose pas d'électricité, les riverains employaient des bougies ou des lampes à pétrole.

3-1-4 : Scolarisation

Manarenja ne dispose qu'un seul établissement scolaire et c'est une école primaire publique (E.P.P). On ne trouve pas d'école secondaire ni d'écoles privées. Les enfants qui veulent continuer leurs études sont obligés de se déplacer vers les grandes villes comme Majunga et Marovoay.

Le tableau ci dessous résume l'effectif des enfants qui fréquentent l'établissement primaire public :

Tableau 1 : Effectif des élèves

	Garçons	Filles	Total
Effectifs	123	138	261

Source : Propre enquêtes auprès du fokontany

Si nous rapprochons le nombre de population de 5 à 15 ans (= 310) et celui des enfants scolarisés, le taux de scolarisation de 84,10 dans le niveau primaire est acceptable.

Compte tenu de l'insuffisance des personnels enseignants, les parents, conscients de la valeur de l'enseignement cotisent, au sein de la F.R.A.M ou association des parents d'élèves pour pouvoir recruter plus d'enseignants. Cinq enseignants seulement assurent l'éducation des 261 élèves de l'école dont 3 fonctionnaires et 2 maîtres F.R.A.M. Soit une charge de 54 élèves par enseignant.

Le taux de réussite au C.E.P.E de l'établissement pour l'année scolaire 2007-2008 est de 90.90% (10 élèves sur 11 candidats).

3-1-5 : Condition sanitaire

La présence de l'O.N.G Ecoles du monde est un atout considérable pour Manarenja pour le renforcement du système de santé. Ainsi, le village est doté d'un dispensaire privé. En ce qui concerne le personnel soignant, Deux sage- femmes assurent la couverture sanitaire de la zone.

Le dispensaire ne dispose qu'un minimum d'équipements (lits, table d'accouchement, etc...) et des médicaments pour les premières urgences. Les malades devraient rejoindre la ville de Majanga pour consulter un médecin ou en cas des maladies graves.

3-1-6 : Infrastructures économiques

➤ Voies d'accès et de liaison

La voie de communication est l'un des problèmes majeurs de la zone. La piste menant de Manarenja vers la route nationale n°4 est très dégradée. Seul les voitures 4x4 et le Pinzgauer³ de l'ONG peuvent y circuler. Cette piste n'est pas praticable pendant la saison pluvieuse, faute d'existence des ouvrages d'assainissement et de franchissement.

La charrette est l'unique moyen de transport avec les villages voisins car il n'y a pas de taxi-brousse.

➤ Communication et information

Concernant les informations visuelles, outre la TVM et la RNM, 3 radios relevant du secteur privé peuvent être captés. Comme l'électricité n'existe pas, seuls les villageois possédant des groupes électrogènes peuvent bénéficier de ces informations surtout les visuelles.

Pour les communications téléphoniques, en plus du réseau BLU, le réseau cellulaire de « zain » est l'unique réseau fonctionnel dans la zone.

➤ Barrages, canaux et digues

La commune rurale d'Ambalakida en général et le fokontany de Manarenja en particulier, n'ont jamais bénéficié d'un aménagement hydro- agricole adéquat. Des piquets de bois couverts par des débris végétaux fabriqués par les cultivateurs sont utilisés pour essayer de maîtriser l'eau de la rivière. Sinon, ces cultivateurs créent des petits canaux pour dévier les eaux issues des ruisseaux temporaires.

➤ Place de marchés

Manarenja dispose d'une place de marché hebdomadaire, pourtant elle n'est pas fonctionnelle car les gens sont habitués à acheminer directement les récoltes vers le chef lieu de commune, voire les grands marchés de la capitale de Boina.

³ Voiture employée par les Américains lors de la guerre du golf en 1991

3-1-7 : Aspects socio culturels

➤ Infrastructures

Les espaces culturels et créatifs : tranompokonolona, hall d'information, bibliothèque, salle d'œuvre ou autre n'existent pas dans le fokontany. Un terrain de football et de volleyball construit timidement par le fokonolona serait le passe temps des jeunes du village.

➤ Plan spirituel

La population est encore fortement attachée à la religion traditionnelle basée sur les cultes des ancêtres. Cette religion fondée sur le « doany »⁴ avec ses rites et interdits, représente l'élément fondamental d'identité culturelle et d'unité ethnique dont les Sakalava sont très fiers. Ainsi, les villageois pratiquent chaque année un rituel sur ce lieu. A cette occasion ils prient l'ancien roi pour bénéficier de suffisamment de pluie pour subvenir à leurs rizicultures.

Parmi les interdictions, il y a :

L'interdiction de pratiquer le labourage des rizières le mardi et le jeudi.

L'interdiction d'élever les cochons.

Chaque village possède entre autre un homme respecté par tous les villageois que l'on appelle « Sage du village ».

Le christianisme n'est pas largement enraciné, car un seul temple FJKM est implanté à Manarenja.

3-2 : Activités économiques

La population de Manarenja présente une forte proportion rurale. Ainsi le secteur primaire tient une place prédominante. Les secteurs secondaire et tertiaire occupent une infime partie de la population.

3-2-1 : Secteur primaire

3-2-1-1 : Agriculture

L'agriculture comme dans tout Madagascar, constitue l'activité principale de la population. Les cultures vivrières occupent la majorité de la surface totale cultivée, allant jusqu'à plus de 90%. La principale culture vivrière est le riz, puis viennent pour la suite le manioc et le maïs.

➤ Le riz

Aliment de base de la population, le riz prend une place importante sinon primordiale. Les cultures se pratiquent sur deux zones différentes : les cultures Asara essentiellement sur tanety et les

⁴ Lieu où reposent les reliques sacrées des principaux souverains

bas fonds exondés, et les cultures Jeby sur les plaines et bas fonds inondables. La riziculture est essentiellement de type traditionnel. Les opérations culturales se résument aux préparations du sol selon la méthode traditionnelle : préparation manuelle avec deux piétinages successifs par les bœufs, qui est encore la formule prépondérante. Cependant, la méthode plus moderne qui consiste à labourer la parcelle à la charrue, tend de plus en plus à être adoptée.

Une grande partie de la production est destinée à la consommation familiale.

Le manque de véritable aménagement hydroagricole c'est-à-dire l'inexistence des réseaux d'alimentation et de drainage adéquats, demeure le facteur essentiel du bas rendement de la zone. Mais on peut espérer une augmentation de la production après la réalisation de ce projet.

➤ Types de rizicultures

En fonction du mode de culture, les types de rizicultures existants dans la région sont :

- Riz asara attelé
- Riz asara traditionnel avec repiquage
- Riz asara traditionnel avec semis direct
- Riz jeby traditionnel
- Riz jeby attelé.

Pour le riz asara ou riz de saison de pluie : semis en Novembre, repiquage en Décembre Janvier, et récolte en Avril Mai.

Pour le riz Jeby (Saison chaude) : semis en Juin, repiquage en Juillet et récolte Octobre Novembre.

➤ Les semences

Selon le cycle du riz, il existe plusieurs variétés de semences dans la région.

Tableau 2 : Variétés de semences dans la région

Cycle	3 mois	4 mois
Semences	Tsipala X 360 X 378 Manga taho Sebota	NDR 80 R Jean Tsipala Be Tsy resin-drano

Tableau 3 : Répartition de la production du riz

Destination	nourriture	semence	vente
Pourcentage (%)	50	40	10

Source : Enquête auprès du fokontany

➤ Le manioc

Le manioc constitue la base de l'alimentation de la majeure partie de la population locale, à défaut de riz. Les tubercules s'adaptent bien aux sols argilo-sableux existant aux alentours du périmètre. Le manioc est consommable six mois après plantation. La meilleure saison de récolte se situe en juin-juillet, après la saison de pluie. Le manioc est réservé essentiellement pour l'autoconsommation familiale. Une petite partie de la production est vendue, pour nécessité de liquidité, directement au consommateur sous différentes formes (vert, sec en cossettes ou entier).

➤ Le maïs

Après le manioc, le maïs occupe la 3^e place dans la culture vivrière. Il peut être cultivé en deux saisons bien distinctes dans la région : la culture dans les « baiboho » alluvionnaires et la culture pluviale. L'exploitation est généralement du type paysan et est destinée à la consommation locale, sous forme vert, grains secs pilés pour l'alimentation de l'homme et sous forme de grains secs entiers ou grains broyés pour l'alimentation des animaux, surtout les volailles.

3-2-1-2 : Elevage

Favorisé par sa vaste étendue, sa position topographique et son climat, la région de Boina possède une vocation agropastorale importante où l'élevage bovin occupe une place prépondérante.

Le dernier recensement sur le nombre de bœufs à Manarenja donne la valeur de 1800 têtes de zébus.

La population adopte en général, deux systèmes d'élevage bovin : d'une part l'élevage de type extensif où les animaux sont en liberté totale, et d'autre part le gardiennage où les bœufs sont conduits aux pâturages la journée et le bouvier les font rentrer au parc le soir. Ce dernier est adopté par certains éleveurs pour lutter contre le vol des bétails. Le rôle du troupeau se limite principalement au piétinage des rizières où les bœufs sont utilisés comme instrument de production et de traction animale dans le transport et dans l'agriculture.

L'élevage de volaille demeure une activité traditionnelle familiale.

L'élevage d'autres espèces animales constituent des spéculations secondaires ou même négligées ; une des raisons évoquées est le fady (tabou) surtout l'élevage porcin et caprin.

3-2-1-3 : Contraintes et problèmes

Le paysan reste dépendant de la saison pluvieuse. Lorsque les conditions sont favorables (abondance et bonne répartition des précipitations) l'agriculture arrive à dégager un surplus de production lui permettant de se procurer un revenu monétaire. Dans le cas inverse, la menace de la disette est à craindre. Ainsi, le problème d'eau constitue l'un des problèmes majeurs pour la culture

du riz. Le calendrier se trouve décalé, la quantité de pluies se trouve insuffisante, pour boucler le cycle de la culture.

Dans la plupart des cas, les paysans, par défaut de trésorerie sont obligés de vendre à faible prix à la récolte et racheter le kg à prix très élevé, pendant la période de soudure.

Les troupeaux sont les ennemies de la culture, la divagation entraîne un conflit entre agriculteur et éleveur.

Le cheptel bovin subit une forte morbidité due à la régression de la couverture vaccinale des bovins et l'insuffisance des produits vétérinaires, car les vétérinaires ne passent que 2 fois par an.

Pour l'élevage avicole, vu la conduite traditionnelle accentuée par la malnutrition et le manque de soin, les maladies telles que le choléra, l'aviaire et la variole aviaire sévissent durant toute l'année.

L'aspect foncier est aussi un problème pour le périmètre de Manarenja. Car il se trouve que la quasi-totalité des terres concernées par ce projet appartiennent au Chef du village. Or l'étude étant menée par Ecoles du Monde, il est important qu'elle profite équitablement à l'ensemble de la population. Avant le début des travaux, il faudra donc s'assurer que ces terres seront redistribuées entre les différents cultivateurs.

3-2-2 : Secteurs secondaire et tertiaire

Les deux secteurs ne sont pas très développés à Manarenja. Toutefois, une proportion non négligeable de la population active est investie dans ces secteurs. La majorité fait l'exploitation du charbon.

Un pourcentage très minime essaie dans les activités de commerce de proximité (4 commerçants recensés), l'enseignement et autres services publics déconcentrés.

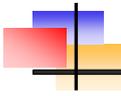
Les quelques dizaines de demandeurs d'emploi dans le secteur tertiaire, recensés auprès du bureau Fokontany sont pour la plupart des candidats à la migration vers Marovoay voire la Capitale Boina.

Quelques unités artisanales de vannerie et de menuiserie ont été recensées. Elles ne disposent pas de véritable usine de production :

Tableau 4 : Effectif des artisans dans le fokontany

Type	Nombres d'artisans
Vannerie	100
Menuiserie : -Maison	4
-Charette	3

Source : Enquête auprès du fokontany



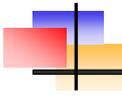
Conclusion 1^{ère} partie

Les villageois de Manarenja méritent bien l'aide que l'ONG Ecoles du Monde leur apporte en aménageant ce périmètre rizicole situé sur la rive droite de la rivière Maevarano.

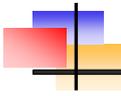
En effet, ils sont attachés à la riziculture alors que leurs périmètres ne sont pas correctement irrigués.

Mais bien que la superficie à aménager soit relativement petite, puisque 10 Ha seulement, une étude doit être menée convenablement afin que le réseau mis en place puisse satisfaire aux besoins attendus.

Par ailleurs, le problème d'ordre foncier qui existe est certes, très important, mais d'abord, sa solution n'entre pas dans le cadre de ce mémoire. Ensuite, à notre connaissance, il est en voie d'être résolu définitivement. Ce qui suppose que les villageois pourront bénéficier du projet et exploiter le périmètre.



PARTIE II : ETUDES DES RESSOURCES - BESOIN EN EAU



Chapitre 4 : ETUDE HYDROLOGIQUE

La ressource à exploiter est la rivière dénommée Maevarano. Elle est alimentée par ses divers petits affluents, lesquels prennent naissance par les précipitations tombant sur leur sous bassin versant respectif.

Cette rivière est saisonnière, elle débite de Novembre à Juin et son lit s'est creusé quelques mètres en dessous des surfaces rizicultivables.

4-1 : Etude du bassin versant

4-1-1 : Généralités

Le bassin versant en un point ou plus précisément dans une section droite d'un cours d'eau, est défini comme la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de la dite section ; tous les écoulements prenant naissance à l'intérieur de cette surface doivent traverser la section droite considérée pour poursuivre leur trajet vers l'aval.

Un bassin versant fonctionne comme un collecteur chargé de recueillir les pluies et de les transformer en écoulement à l'exutoire.

Les caractéristiques topographiques, géologiques et pédologiques du bassin ont des influences importantes sur son comportement hydrologique.

4-1-2 : Caractéristiques du bassin versant

4-1-2-1 : Surface et périmètre du bassin versant

La surface est le premier paramètre caractérisant un bassin versant. La surface et le périmètre du bassin versant s'obtiennent par planimétrie sur la carte topographique 1/100.000 feuille N° M39 de la FTM ou par la délimitation du bassin en utilisant le logiciel S.I.G : « Mapinfo ».

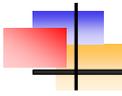
Après délimitation, le bassin versant de Maevarano à l'exutoire a une superficie de 14,16 km² et un périmètre égal à 20.73 km.

4-1-2-2 : Forme du bassin versant

Pour deux bassins versants de même superficie et d'une même averse, les allures de leurs hydrogrammes à l'exutoire se diffèrent suivant la forme du bassin (ramassée ou allongée).

Ainsi, L'indice généralement admis pour représenter cette caractéristique est le « coefficient de compacité de GRAVELIUS » que l'on note K :

$$K = \frac{\text{Périmètre du bassin}}{\text{Périmètre d'un cercle de surface équivalente}}$$



Après simplification, ce coefficient peut s'exprimer sous la forme :

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

Avec :

K : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;

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

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

Un bassin versant a une forme allongée si $K \gg 1$ et une forme ramassée si $K \approx 1$

$$\text{Pour Maevarano, } K = 0,28 \frac{20.73}{\sqrt{14.16}} = 1.54$$

Donc le bassin versant a une forme ramassée

4-1-2-3 : Rectangle équivalent

D'après Mr ROCHE, l'écoulement sur un bassin donné est approximativement le même que sur un rectangle de même superficie ayant le même coefficient de GRAVELIUS ainsi que de même répartition hypsométrique.

Le bassin est alors assimilé à un rectangle appelé rectangle équivalent de même superficie et de même périmètre dont sa longueur et sa largeur peuvent être exprimées respectivement par :

$$L = \frac{K\sqrt{S}}{1,12} + \sqrt{1 - \frac{1,12^2}{K^2}} \quad \text{Et} \quad l = \frac{P}{2} - L$$

Où K : coefficient de compacité de GRAVELIUS ;

S : superficie du bassin versant, en [Km²]

P : périmètre du bassin versant, en [Km]

Après application numérique : L = 8.72 km et l = 1.64 km

4-1-2-4 : Pente du bassin versant

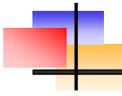
La pente du bassin versant est la caractéristique qui reflète son relief.

➤ Courbe hypsométrique

Le relief d'un bassin est généralement caractérisé par sa courbe hypsométrique obtenue en portant en abscisse une altitude donnée et en ordonnée la surface du bassin qui se trouve au-dessus de cette altitude.

➤ Autres paramètres représentatifs de la variation d'altitude

En général, l'altitude varie à partir des cinq paramètres, tels que :



- L'altitude maximale (Z_{\max}) : c'est la cote du point culminant observée à l'intérieur du bassin versant ;
- L'altitude minimale (Z_{\min}) : c'est l'exutoire ;
- L'altitude à 5% : c'est l'altitude lue dans la courbe hypsométrique correspondant au 5% de la superficie, c'est-à-dire que 5% de la superficie seulement se trouve au dessus de cette altitude ;
- L'altitude à 95% de la superficie (Z_{95}) : elle représente au niveau de la courbe hypsométrique l'altitude qui correspond à 95% de la superficie
- Z_{50} représente l'altitude moyenne du bassin versant
- Pente moyenne du bassin versant

La pente moyenne peut être calculée par la formule :

$$I = \frac{D}{L}$$

Où D : dénivelée du bassin.

L : longueur du rectangle équivalent qui est défini au dessus

La dénivelée peut être calculée de 2 façons telles que :

- $D = 0,95 (Z_{\max} - Z_{\min})$; à partir des altitudes maximales et minimales.
- $D = |Z_5 - Z_{95}|$; à partir de la courbe hypsométrique.

Pour le bassin de Maevarano, $Z_{\max} = 175$ m et $Z_{\min} = 70$ m ; D'où $I = 11,42$ m/km

- Indice de pente

M ROCHE définit l'indice de pente qui tient compte de la totalité du relief.

$$I_p = \frac{1}{\sqrt{L}} \mathop{\text{a}}^n_{i=1} \sqrt{s_i (d_i - d_{i-1})}$$

Avec :

d_i ou d_{i-1} : Cotes de deux courbes de niveau voisines ;

s_i : Proportion de surface totale comprise entre ces deux courbes ;

L : Longueur du rectangle équivalent ;

I_p : Indice de pente ;

l : Largeur du rectangle équivalent.

D'après l'étude faite sur 39 bassins versants de Madagascar, Louis Duret a montré qu'il y a une relation entre I_p et I :

$$I = 1250.I_p^2 \quad \text{P} \quad I_p = \sqrt{\frac{I}{1250}}$$

➤ Résultats

Tableau 5 : Caractéristique physique du bassin versant de Maevarano

Paramètres du bassin	S [km ²]	P [km]	K	L [km]	l [km]	I [m /km]	Ip
Bassin de Maevarano	14.16	20.73	1.54	8.72	1.64	11.42	0.10

4-1-2-5 : Temps de concentration

Par définition, le temps de concentration est le temps que met une particule d'eau provenant de la partie du bassin le plus éloignée de l'exutoire pour parvenir à celui-ci ou plus précisément, la durée du parcours d'une goutte d'eau tombée sur un point le plus extrême du bassin pour atteindre l'exutoire.

Les différentes méthodes pour calculer le temps de concentration sont :

✚ Formule de PASSINI :

$$t_c = 0.108 \frac{\sqrt[3]{S.L}}{\sqrt{I}}$$

✚ Formule de BCEOM

$$t_c = 0.0663 \left(\frac{L}{\sqrt{I}} \right)^{0.77}$$

✚ Formule de VENTURA :

$$t_c = 0.1272 \sqrt{\frac{S}{I}}$$

Avec t_c : Temps de concentration en [h] ;

S : Superficie du bassin en [Km²],

L : Le plus long cheminement hydraulique en [Km]

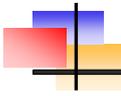
I : pente du bassin en [m/m]

Tableau 6 : Temps de concentration selon les différentes formules et leur moyenne

Formules	PASSINI	VENTURA	BCEOM	MOYENNE
Temps de concentration [mn]	302	268	118	230

4-1-2-6 : Couverture végétale

On entend par couverture végétale du bassin versant, tous ceux qui s'implantent sur la surface du bassin. La couverture végétale joue un rôle important sur le ruissellement, sur l'infiltration, sur



l'évaporation et aussi sur l'érosion. En effet, elle tend à ralentir la vitesse des eaux de ruissellement et permet une bonne infiltration tout en protégeant les sols contre l'érosion.

Les couvertures végétales du bassin en question sont composées d'une forêt dense ainsi que des formations arbustives et herbacées.

4-2 : Etudes pluviométriques

4-2-1 : But

Le but de l'étude pluviométrique est de déterminer la hauteur et l'intensité de la pluie tombée dans la zone d'étude ainsi que sa répartition spatio-temporelle.

4-2-2 : Station pluviométrique

Pour le cas de Manarenja, la station pluviométrique la plus proche et qui possède une longue série d'observation est celle de Majunga.

4-2-3 : Donnée pluviométrique

Les types de données à recueillir sont, soit des pluies moyennes, soit des pluies maximales. Pour l'étude d'étiage ou des apports, il s'agit de pluies moyennes mensuelles ou annuelles.

L'exploitation des données de la station permet d'avoir la pluviométrie de différentes fréquences du projet. Les valeurs enregistrées sont données en annexe 1.

4-3 : Estimation des crues

La crue du projet est le débit de crue de la rivière Maevarano de fréquence décennale.

Cette crue est la base de dimensionnement des ouvrages tels que le barrage et les ouvrages annexes et surtout leur sécurité. C'est-à-dire que son passage ne doit pas causer à l'ouvrage des dommages qui pourraient avoir des conséquences graves pour sa stabilité et pour l'aval. En plus, elle ne doit pas provoquer une submersion dommageable à l'amont.

Plusieurs méthodes classiques peuvent être utilisées pour estimer ces débits de crues ; Pour notre cas, Nous proposons 3 méthodes :

- La méthode des stations de référence
- La méthode Louis Duret
- Et par observation de la laisse de crue.

4-3-1: Méthode des stations de référence

4-3-1-1 : Principe

Cette méthode consiste à :

-Identifier la station hydrométrique la plus proche de la zone d'étude ayant une longue série d'observations (15 années au minimum)

-Effectuer l'étude statistique aux données enregistrées à cette station. Les données à recueillir sont les débits maximaux annuels. Leurs traitements devraient déterminer les débits de différentes fréquences (5, 10, 50, 100 ans) par ajustement suivant les lois de distribution dont les plus utilisées sont celles de GUMBEL et de FRECHET. On choisira le moins mauvais des ajustements c'est-à-dire celui qui donne la plus grande valeur de probabilité en utilisant un test de validité tel le test de χ^2 .
Connaissant la superficie du BV, on déterminera pour les différentes fréquences susmentionnées les débits spécifiques de crue q_{cr} associé à cette station.

$$q_{cr} = \frac{Q_{cr}}{S_R}$$

Avec : q_{cr} : débit spécifique de fréquence F [l/s/km²]

Q_{cr} : Débit de crue de fréquence F associé à la station en [l/s]

S_R : surface du BV de la station de référence [km²]

Ces tâches sont actuellement facilitées grâce aux travaux effectués par l'ORSTOM publiés dans l'ouvrage « Fleuves et Rivières de Madagascar ».

Multiplier ces débits spécifiques de crue par la superficie du bassin versant dominant les ouvrages étudiés donne les débits de crue de différentes fréquences:

$$Q_F = q_{cr} \cdot S_{BV}$$

Avec Q_F : débit de crue de fréquence F du BV étudié [l/s]

q_{cr} : débit spécifique de fréquence F [l/s/km²]

S_{BV} : surface du BV étudié [km²]

4-3-1-2 : Estimation du débit de crue selon la méthode de la station de référence :

La station hydrométrique la plus proche ayant une longue série d'observation est celle de Betsiboka à Ambodiroka. Elle contrôle une superficie de 11800 km².

Les débits maximaux annuels de différentes fréquences sur cette station sont données dans l'ouvrage « Fleuves et Rivières de Madagascar »

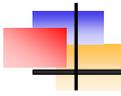


Tableau 7 : Débit de crue de différentes fréquences de Betsiboka à Ambodiroka

	Médiane	Quinquennal	Décennal	Cinquantenaire
Q [m ³ /s]	4190	8380	12100	21900
q _{cr} [l/s/km ²]	355	710	1020	1810

Source : Fleuves et rivières de Madagascar

La superficie du bassin de Maevarano est de 14.16 km²

Tableau 8 : Débit de crue de différentes fréquences au niveau de l'exutoire

	Médiane	Quinquennal	Décennal	Cinquantenaire
Q _F [m ³ /s]	5	10	15	26

4-3-2 : Méthode Louis Duret

La méthode Louis Duret est applicable pour l'étude de crue des bassins versants dont la superficie est supérieure à 10 km².

Louis Duret a proposé la formule générale :

$$Q_F = k \cdot S^\alpha \cdot I^\beta \cdot K^\omega \cdot P(24, F)^\gamma - \frac{g}{P(24, F)^\delta}$$

Dont:

Q_F: Débit maximale de fréquence F [m³/s]

S : superficie du bassin versant [km²]

I : pente moyenne du bassin

P(24, F) : Hauteur d'une averse de durée de 24h ; de même fréquence F ; exprimée en mm.

K : coefficient de forme de Gravelius, sans dimension

k, α, β, ω, γ, δ sont des paramètres d'ajustement dont les valeurs ont été déterminées en ajustant les débits de crue sur 39 bassins versants ayant des superficies et caractéristiques variées.

L'utilisation de cette méthode sur plusieurs bassins versants à Madagascar (Etude de réhabilitation des petits périmètres irrigués dans la zone d'Ambositra et d'Antsirabe, SOMEAH, SOGREAH 1990) a permis les simplifications suivantes :

$$Q_F = 0,002 \cdot S^{0,8} \cdot I^{0,32} \cdot P_F^{1,39} \quad \text{pour } S_{BV} > 150 \text{ km}^2$$

$$Q_F = 0,009 \cdot S^{0,5} \cdot I^{0,32} \cdot P_F^{1,39} \quad \text{pour } S_{BV} < 150 \text{ km}^2$$

4-3-2-1 : Estimation des débits de crues de différentes fréquences selon Louis Duret

Comme la superficie du bassin versant de Maevarano est de l'ordre de 14.16 km², D'où, la détermination des débits maximaux de crues sera faite par la formule de Louis Duret pour $S_{BV} < 150$ km².

$$Q_F = 0,009 \cdot S^{0,5} \cdot I^{0,32} \cdot P_F^{1,39} \text{ pour } S_{BV} < 150 \text{ km}^2$$

Où ; S : superficie du bassin versant [km²]

I : pente moyenne du bassin [m/km]

$P(24, F)$: Hauteur d'une averse de durée de 24h ; de même fréquence F ; exprimée en mm.

La pente moyenne I est obtenue par la formule :

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

Avec L est la longueur du rectangle équivalent,

Comme $Z_{\max} = 175$ m et $Z_{\min} = 70$ m et $L = 8.72$ km

D'où $I = 11.42$ [m/km]

$P(24, F)$ est déterminée par ajustement statistique des données de pluviométries maximales de 24h de la station de Majunga.

A partir de ces données, on va estimer la valeur des pluviométries maximales de 24h de différentes fréquences en utilisant la loi de GUMBEL ou loi de doublement exponentielle qui est la plus fréquemment utilisée pour l'étude des valeurs extrêmes d'un échantillon.

Elle est caractérisée par la fonction de répartition : $F(u) = e^{-e^{-u}}$

Où u est la variable réduite, $u = a(P - P_0)$

$$\text{Avec } a = \frac{1}{0,780s} \text{ et } P_0 = \bar{P} - 0.45 \sigma$$

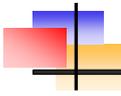
Le Gradex s'exprime par $a_G = \frac{1}{a}$

Ainsi, on a les résultats suivants :

Moyenne \bar{P} (mm)	Ecart type σ	Gradex a_G	Variable de position P_0
153.05	77.94	60.80	117.97

Les pluies des diverses fréquences sont déterminées par la formule :

$$P_F = \frac{-\text{Ln}(-\text{Ln}F)}{a} + P_0$$



$$\text{Où } F = 1 - \frac{1}{T}$$

Tableau 9 : Pluviométries maximales de 24h de différentes fréquences

Temps de retour [ans]	Quinquennal	Décennal	Cinquantenaire
Fréquence	0.8	0.9	0.98
$P(24, F)$ [mm]	209	255	355

Ainsi, les valeurs de débits de diverses fréquences par la formule de Louis Duret sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Débits de diverses fréquences par la formule de Louis Duret

Temps de retour [ans]	Quinquennal	Décennal	Cinquantenaire
Fréquence	0.8	0.9	0.98
$P(24, F)$ [mm]	124	163	259

4-3-2-2 : Test d'efficacité de l'ajustement

Les lois appliquées pour l'ajustement d'un échantillon donné peuvent donner des résultats susceptibles de diverger notablement d'une loi à l'autre.

Pour tester l'adéquation de l'ajustement théorique, le test couramment utilisé est le test de χ^2 .

➤ Principe du test de χ^2 .

Pour tester l'adéquation de l'ajustement, nous procédons comme suit :

-Classifier par ordre décroissant l'échantillon de N valeurs.

-Diviser ce classement en K classes arbitraires telles que chaque classe contient au minimum un nombre $n_i \geq 5$ de valeurs expérimentales.

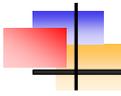
On détermine la valeur de V_i qui est le nombre théorique des valeurs affectées à la classe i par la relation :

$$V_i = N \int_{x_{i-1}}^{x_i} f(x) dx = N [F(X_i) - F(X_{i-1})]$$

Où $F(X)$ étant la densité de la probabilité corresponde à la loi théorique

-Déterminer la valeur de χ^2 telle que :

$$\chi^2 = \sum \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$$



-Rechercher la probabilité de dépassement correspondant au nombre de degré de liberté :

$$l = k - 1 - p$$

k : nombre de classe de l'échantillon ;

p : nombre de paramètres dépendant de la loi de répartition F

Pour la loi de GUMBEL $p = 2$

-Comparer la valeur ainsi trouvée avec celle fournie par la table de χ^2 au seuil 0,05 choisi et correspondant à la valeur de λ calculé.

-Si la valeur trouvée est inférieure à celle donnée par la table, la loi est acceptée au seuil 0,05, sinon elle sera rejetée au seuil 0,05.

Tableau 11 : Test de Khi-deux

Classe	P	F(P)	$\Omega = F(P_i) - F(P_{i-1})$	ni	$V_i = N \cdot \Omega$	$\frac{(n_i - v_i)^2}{v_i}$
[245;365]	365	0,98	0,1	5	3	1,33
[170;245[245	0,88	0,2	5	6	0,17
[130;170[170	0,68	0,26	5	7,8	1,01
[107;130[130	0,42	0,12	5	3,6	0,54
[86 ;107[107	0,3	0,11	5	3,3	0,88
[40;86[86	0,19	0,16	5	4,8	0,01
	40	0,03				

Le nombre de degré de liberté est ici $\lambda = 3$; car $k=6$ et $p= 2$

Conséquence :

Pour un seuil de signification 5%, la table de χ^2 donne une valeur de χ^2 égale à 7,81 pour $\lambda = 3$.

Or; on a $\hat{a} \frac{(n_i - v_i)^2}{v_i} = 3,94 < 7,81$

Ce qui veut dire que la loi de GUMBEL est acceptable du fait que celle-ci correspond à une valeur de χ^2 inférieure à celle donnée par la table.

4-3-3 : Observation de la laisse de crue

La laisse de crue est le dépôt de charriage observé sur les berges de la rivière après le passage d'une crue dans une période donnée.

La laisse de crue maximale donnée est celle qui correspond aux plus hautes eaux connues au sein de la rivière Maevarano.

D'après les renseignements recueillis auprès des villageois et confirmés lors de la reconnaissance sur terrain, les plus hautes eaux observées sont situés à proximités de 2,40 m de hauteur. Cette donnée nous a permis d'estimer le débit correspondant environ égal à 120 m³/s.

4-3-4 : Synthèse

Le choix du débit de crue repose sur le fait que :

-Surdimensionné, l'ouvrage pourra évacuer avec sécurité les crues exceptionnelles mais l'investissement sera énorme.

-Sous dimensionné, l'investissement pourra être réduit mais les dégâts peuvent être fréquents voire trop graves et le risque de ruine sera élevé.

En comparant les débits décennaux calculés par les deux méthodes et ceux observés sur terrain, on constate que la méthode de Louis Duret présente un résultat plus proche. Ceci s'explique par le fait que la superficie du bassin versant dominant la station hydrométrique de référence est extrêmement importante (11800 km²) que celle du bassin de l'ouvrage étudié (14,16 km²). Compte tenu du fait que le débit spécifique de crue diminue en fonction de la superficie, il est tout à fait hasardeux d'appliquer les résultats de cette station hydrométrique au dimensionnement de l'ouvrage du périmètre.

Ainsi, la valeur du débit de crue adoptée sera la crue décennale obtenue par la formule de Louis Duret $Q = 163 \text{ m}^3/\text{s}$, ce débit doit être multiplié par le coefficient multiplicateur 0,9 du fait de la proximité de la zone d'étude du corridor forestier.

D'où, on prend le débit de crue décennale $Q_{10} = 145 \text{ m}^3/\text{s}$ pour le dimensionnement de l'ouvrage.

4-4 : Estimation des apports

Il est important d'estimer les débits de la rivière afin d'évaluer, bien que d'une façon approximative, l'apport annuel.

La connaissance du volume des apports annuels sur le bassin du projet est nécessaire pour dimensionner les ouvrages en premier lieu et d'évaluer l'adéquation ressource au besoin en second lieu.

L'estimation des apports peut s'effectuer de deux manières :

-Soit par la méthode des stations de référence, qui consiste à supposer que le débit spécifique (volume d'eau par unité de surface pendant la période considérée) de la rivière est la même que celui d'une autre rivière la plus proche de la zone d'étude ayant un point de mesure et disposant d'une série de données d'au moins quinze années.

-Soit par la méthode CTGREF tirée de l'ouvrage intitulé « Etude hydrologique pour les PPI à Madagascar ».

4-4-1 : La méthode des stations de référence

4-4-1-1 : Principe

La méthode des stations de référence consiste à :

Identifier la station hydrométrique la plus proche de la zone d'étude ayant une longue série d'observations (15 années au minimum).

Effectuer l'étude statistique aux données enregistrées à cette station. Les données à recueillir sont les débits moyens annuels. Elles seront exploitées pour déterminer les débits de différentes fréquences (5, 10, 50, 100 ans) par ajustement suivant les lois de distribution telles les lois de GAUSS ou GALTON. On choisira le moins mauvais des ajustements c'est-à-dire celui qui donne la plus grande valeur de probabilité en utilisant un test de validité tel le test χ^2 . Connaissant la superficie du BV, on déterminera pour les différentes fréquences susmentionnées les débits spécifiques q_F .

$$q_F = \frac{Q_{F, \text{station référence}}}{S_{BV}}$$

Avec : q_F : débit spécifique de fréquence F [l/s/km²]

$Q_{F \text{ station référence}}$: apport annuel de fréquence F associé à la station en [l/s]

S_{SR} : surface du Bassin Versant de la station de référence [km²]

Ces tâches sont actuellement facilitées grâce aux travaux effectués par l'ORSTOM publiés dans l'ouvrage « Fleuves et Rivières de Madagascar ».

Multiplier ces débits spécifiques par les superficies du BV dominant le projet étudié donne les débits de différentes fréquences Q_F .

$$Q_F = q_F \cdot S_{BV}$$

Avec Q_F : débit de fréquence F du BV étudié [l/s]
 q_F : débit spécifique de fréquence F [l/s/km²]
 S_{BV} : surface du BV [km²]

4-4-1-2 : Estimations des apports selon la station de référence

Prenons comme station de référence la station de Betsiboka à Ambodiroka (16°56 S – 46°57 E) situé à 135 m d'altitude. La station contrôle un bassin d'altitude moyenne de 1020 m et une superficie de 11800 km². La pluviométrie a été estimée à partir de 17 stations pluviométriques et les précipitations moyennes interannuelles évaluées à 1500 mm.

Les débits moyens annuels de différentes fréquences sur cette station sont données dans l'ouvrage « Fleuves et Rivières de Madagascar ».

Tableau 12 : Valeurs de Q_F et q_F sur la station de Betsiboka à Ambodiroka

	Année sèche				Médiane	Année humide			
Récurrence	50	20	10	5	2	5	10	20	50
Q_F [m ³ /s]	184	199	214	234	281	341	378	413	456
q_F [l/s/km ²]	15.6	16.9	18.1	19.8	23.8	28.9	32	35	38.6

Source : Fleuves et Rivières de Madagascar

La superficie du bassin de Maevarano est de 14.16 km²

Tableau 13 : Apport interannuels au droit de l'exutoire par la méthode de station de référence

	Année sèche		Médiane	Année humide	
Fréquence	10	5	2	5	10
q_F [l/s/km ²]	18.1	19.8	23.8	28.9	32
Q_F [l/s]	256.3	280.3	337	409.2	453.1

4-4-2 : Apports mensuels de différentes fréquences

Les apports moyens mensuels et les apports de différentes fréquences sont obtenus en appliquant à l'apport moyen annuel et aux apports de différentes fréquences, les coefficients de répartition mensuelle définis par ALDEGHERI dans les études hydrologiques des P.P.I première tranche en 1986.

La formule suivante sera appliquée :

$$Q_{mi} = \frac{Q_F \cdot R_{ji} \cdot 12}{\overset{\circ}{a} R_{ji}}$$

Avec : Q_{mi} : Apport mensuel de fréquence du mois i en [l/s]
 Q_F : Apport annuel pour une année de fréquence en [l/s]
 R_{ji} : Coefficient de répartition mensuelle de la région.

Le tableau suivant représente les valeurs des coefficients de répartition mensuelle

Tableau 14 : Coefficient de répartition mensuelle

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

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

Avec :

R1 = Hautes terres centrales

R2 = Grands bassins sortie Nord-Ouest des Hautes terres

R3 = Bordure orientale des hautes terres

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

Dans notre cas, on prend le coefficient R4.

Tableau 15 : Apports mensuels secs de différentes fréquences par la méthode de station de référence en [l/s]

Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
R4	23.7	18.9	17.1	6.6	3.7	2.7	2.3	1.95	1.53	1.5	3.2	15.7
Q_2	958	764	691	267	150	109	93	79	62	61	129	635
Q_{5s}	797	636	575	222	124	91	77	66	51	50	108	528
Q_{10s}	729	581	526	203	114	83	71	59	47	46	98	482

Où Q_2 est l'apport moyen mensuel

Q_{5s} est l'apport quinquennal sec

Q_{10s} est l'apport décennal sec

4-4-3 : La méthode CTGREF

La méthode CTGREF est une méthode empirique basée sur la formule :

$$Q_a = \frac{S \cdot P \cdot \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{5/3}}{31.5 \cdot B \cdot \left(\frac{Z_m}{100}\right)^{1/3}}$$

Dans laquelle :

Q_a : apport moyen annuel [l/s]

S : superficie du BV [km²]

P : pluviométrie moyenne annuelle [mm]

Z_m : altitude moyenne du BV considéré [m]

B : paramètre régional pris égal à 46 (valeur moyenne calculée pour la station de Betsiboka à Ambodiroka)

Les apports des différentes fréquences sont obtenus à partir des pluviométries de même fréquence avec les mêmes coefficients de répartition mensuels et paramètre régional B .

La valeur de Z_m a été obtenue par la formule approximative :

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

Avec Z_{\max} et Z_{\min} sont, respectivement, les altitudes maximale et minimale du bassin versant prises égales à $Z_{\max} = 175$ m et $Z_{\min} = 70$ m. D'où $Z_m = 122.5$ m

Tableau 16 : Apports interannuels de différentes fréquences par la méthode CTGREF

Superficie [km ²]	Apports moyen annuel [l/s]	Apports annuels sec [l/s]		Apports annuels humide [l/s]	
		5 ans	10 ans	5 ans	10 ans
14.16	164.6	117.1	94.9	218.3	248.8

Tableau 17 : Apports mensuels secs de différentes fréquences par la méthode CTGREF en [l/s]

Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
R4	23.7	18.9	17.1	6.6	3.7	2.7	2.3	1.95	1.53	1.5	3.2	15.7
Q ₂	468	373	338	130	73	53	45	39	30	30	63	310
Q _{5S}	333	266	240	93	52	38	32	27	21	21	45	221
Q _{10S}	270	215	195	75	42	31	26	22	17	17	36	179

4-4-4 : Synthèse

Après comparaison des deux valeurs, on constate que les apports mensuels donnés par la méthode de la station de référence présentent des résultats surestimés par rapport à ceux obtenus par la méthode CTGREF. Par prudence, on se place dans le cas défavorable, on va donc adopter l'apport mensuel calculé à l'aide de la méthode CTGREF.

Tableau 18 : Apports quinquennaux secs mensuels de la rivière Maevarano en [l/s]

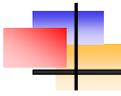
Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Q _{5S}	333	266	240	93	52	38	32	27	21	21	45	221

Tableau 19 : Apports décennaux secs mensuels de la rivière Maevarano en [l/s]

Mois	Janv	Fev	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Q _{10S}	270	215	195	75	42	31	26	22	17	17	36	179

Remarque :

Compte tenu des caractéristiques de la rivière Maevarano, qui est saisonnier. Pour ces faibles débits pendant la saison sèche (Juin- Novembre) ; la rivière tarisse.



Chapitre 5 : ETUDES DES BESOINS EN EAU

L'étude des besoins en eau permet de dimensionner les équipements et les ouvrages d'irrigations tels que les prises et les canaux d'irrigations. Les besoins en eau sont différents selon les cultures, le climat et la méthode d'arrosage pratiquée. Ils sont composés de :

- Besoins en eau des plantes
- Besoins en eau correspondant aux pratiques culturales

5-1 : Besoins en eau des plantes

Les besoins en eau des plantes correspondent aux quantités d'eau perdues par ces plantes par le processus d'évapotranspiration (évaporation et transpiration des plantes) et qui ne sont pas comblées par la pluie.

Les besoins en eau des plantes sont donnés par la formule :

$$B_{pl} = K_C \cdot ET_P - P_e$$

Avec : K_C : Coefficient cultural

ET_P : Evapotranspiration potentielle [mm]

P_e : Pluie efficace [mm]

5-1-1 : Pluie efficace

La pluie efficace est fonction de la pluviométrie tombée dans la zone d'étude. Elle est calculée à l'aide de la formule :

$$P_e = \min (0,8 \times P_{Fs} ; 100) \text{ [mm / mois]}$$

Dans laquelle : P_{Fs} est la pluviométrie de fréquence en année sèche en [mm]

Pour l'irrigation, la fréquence des besoins de calcul est la fréquence quinquennale.

Tableau 20 : Valeurs des pluies efficaces

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pe [mm /mois]	100	100	100	40	2	1	1	1	2	10	84	100

5-1-2 : Coefficient cultural

Le coefficient cultural qu'on note K_C dépend de la plante, du stade végétatif, ainsi que le mode d'occupation du sol.

Dans le cas où, il n'y a pas étalement de repiquage ; les valeurs de K_C pour la riziculture se résument dans le tableau suivant :

Tableau 21 : Valeurs de K_C (sans étalement de repiquage)

Mois	1 ^{er} mois	2 ^e mois	3 ^e mois	4 ^e mois	5 ^e mois
Cycle de 4 mois	1.1	1.1	1	0.8	
Cycle de 5 mois	1.1	1.1	1.05	1	0.8

Source : Cours hydraulique agricole, Mr J. Donné RASOLOFONIAINA

5-1-3 : Evapotranspiration potentielle ET_p

L'évapotranspiration potentielle est définie comme l'ensemble des pertes en eau d'un couvert végétal abondamment pourvue en eau lorsque l'énergie d'évaporation de l'atmosphère est le seul facteur qui limite cette évaporation. Ou encore, c'est la valeur de l'évapotranspiration (évaporation + transpiration) en supposant que la réserve en eau du sol est suffisante pour compenser les pertes maximales.

Différentes formules permettent de calculer l'évapotranspiration potentielle selon les paramètres climatiques mis en jeu :

➤ Formule Turc

$$ET_p \text{ [mm/mois]} = 0.40 [T / (T+15)] (I_g + 50)$$

Dans laquelle :

ETP : Evapotranspiration potentielle en [mm/ mois]

T : Température moyenne du mois en [°C]

I_g : Radiation globale réelle en [cal/cm²/j], avec $I_g = I_gA (0.18 + 0.62n/N)$ avec I_gA est la radiation globale théorique, n le nombre d'heure d'insolation réelle et N insolation astronomique du jour. (I_gA ; N) fonction de la latitude

Cette formule est valable pour une humidité relative supérieure à 50% (moyenne mensuelle)

➤ Formule de Thorntwaite

$$ET_p = \lambda ETP_{nc}$$

Où ETP_{nc} est l' ET_p non corrigé définit par :

$$ETP_{nc} = 1,6 \frac{I_g}{I_g + 50}$$

t est la température moyenne en [°C].

$$I = \sum_{i=1}^{12} i \quad , \quad i = \frac{a}{5}^{1,51} \quad \text{et} \quad a = 0,016I + 0,5$$

λ est un coefficient en fonction de la latitude et du mois

La méthode la plus efficace pour la détermination de l'ET_p est celle qui utilise plusieurs données.

- Le logiciel CROPWAT élaboré par la F.A.O (M^r Martin SMITH) permet de calculer cette évapotranspiration potentielle ainsi que les besoins en eau. La formule utilisée est celle de PENMAN-MONTEITH. Les paramètres pris en compte dans le calcul sont : la température, l'humidité relative, la vitesse du vent, l'insolation, et la radiation solaire.

Ces différents paramètres météorologiques sont obtenus auprès de la F.A.O puisque les stations météorologiques présentes sur les sites d'Ecoles du monde ne fournissent que la pluviométrie.

Tableau 22 : Caractéristique du climat des villages terres encadrés par l'ONG

Latitude: -15,70 ° Longitude: 46,63° Elévation: 98 m

MOIS	Température moyenne [°C]	Température maximale [°C]	Température minimale [°C]	Humidité relative [%]	Vitesse du vent [m/s]	Insolation [%]
Janvier	26,9	30,7	23,1	82,3	2,2	52
Février	26,9	30,5	23,3	84,2	2,2	52,1
Mars	27,3	31,5	23,1	81,3	2,1	63,6
Avril	27,2	32	22,5	76,1	1,9	75,2
Mai	25,9	31,4	20,4	70,8	2,2	81,9
Juin	24,4	30,3	18,5	67,4	2,5	81,9
Juillet	24	30,1	17,9	67,2	2,8	81,2
Août	24,4	30,7	18,2	65,3	2,8	82,5
Septembre	25,3	31,4	19,2	66,2	2,8	83,4
Octobre	26,7	32	21,5	69,1	2,8	81
Novembre	27,3	31,7	22,9	74,3	2,6	72,9
Décembre	27	30,9	23,1	80,4	2,2	56

Source: Food and Agriculture Organization

Les résultats obtenus par l'utilisation du logiciel figurent dans le tableau suivant :

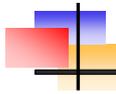


Tableau 23 : Evapotranspiration potentielle calculée par le logiciel CROPWAT

MOIS	Température maximale [°C]	Température minimale [°C]	Humidité relative [%]	Vitesse du vent [km/j]	Insolation [heure]	Radiation MJ/m ² .j	ET _o Penman [mm/j]
Janvier	30,7	23,1	82	190	6,7	13,84	4,53
Février	30,5	23,3	84	190	6,5	13,5	4,34
Mars	31,5	23,1	81	181	7,7	13,59	4,54
Avril	32	22,5	76	164	8,8	12,54	4,46
Mai	31,4	20,4	71	190	9,2	10,52	4,15
Juin	30,3	18,5	67	216	9,1	8,99	3,92
Juillet	30,1	17,9	67	242	9,1	9,33	4,1
Août	30,7	18,2	65	242	9,5	11,2	4,71
Septembre	31,4	19,2	66	242	9,9	13,69	5,37
Octobre	32	21,5	69	225	10	15,56	5,82
Novembre	31,7	22,9	74	190	9,3	15,88	5,59
Décembre	30,9	23,1	80	210	7,2	14,3	4,75
Année	31,1	21,1	74	207	8,6	12,7	1712

5- 2 : Besoins en eau correspondant aux pratiques culturales

Pour la riziculture, les pratiques culturales exigent les opérations suivantes :

- La mise en boue (MB)

La mise en boue s'effectue quelques jours avant le repiquage. Elle consiste à saturer le profil qui situe entre la surface du sol et la nappe. La quantité d'eau apportée varie en fonction de la nature pédologique du sol, 100 mm à 200 mm par m².

Pour un sol limoneux argileux, la lame d'eau est de l'ordre de 150 mm.

- Remplissage des clos (RP)

Le remplissage des clos s'effectue après le repiquage. Cette opération consiste à rendre uniforme le plan d'eau dans la rizière. La quantité d'eau nécessaire varie suivant le mode de la culture :

- 100 mm pour la culture traditionnelle
- 20 à 50 mm pour le système de riziculture intensif ou S.R.I, (plan de 8 à 15 jours maximum + utilisation intensive d'engrais)

- Mise à sec (ASSEC)

Effectuée avant et après le sarclage. Le sarclage consiste à enlever les mauvaises herbes, mais du point de vue agronomique, le fait de sarcler le riz donne une oxygénation de la plante.

Il s'agit ici de vider le casier pendant le sarclage puis on ramène la quantité d'eau équivalente à celle apportée pendant le remplissage des clos.

➤ Entretien (EN)

L'entretien est effectué après le sarclage jusqu'à la récolte. L'opération consiste à renouveler 50% de la quantité d'eau jusqu'à la récolte pour avoir une oxygénation de l'eau dans les parcelles.

5-2-1 : Besoin net

Le besoin net n'est autre que le besoin réel des parcelles. Il est obtenu en faisant la somme des valeurs calculées à partir des besoins en eau de la plante et les besoins de la pratique culturale.

$$BN = 10 \times [BP + MB + RP + ASSEC + EN]$$

Où :

BN est le besoin net en [m³/ha]

BP : besoin de la plante en [mm]

MB : valeur du besoin correspondant à la mise en boue en [mm]

RP : lame d'eau liée au remplissage des clos en [mm]

ASSEC : hauteur d'eau nécessaire à l'assec en [mm]

EN : valeur du besoin correspondant à l'entretien en [mm]

5-2-2 : Besoin pratique

Le besoin pratique ou besoin brute est la quantité d'eau utile à dériver au niveau de la ressource disponible pour compenser les pertes dans le réseau ainsi que les pertes aux niveaux des parcelles. Il est calculé en tenant compte de l'efficacité E de l'irrigation à l'exploitation. Il est exprimé par la formule :

$$B_p = \frac{BN}{E}$$

Avec :

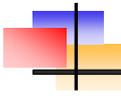
B_p : Besoin pratique en [m³/ha]

BN : Besoin net en [m³/ha]

E : Efficacité

Efficacité : C'est le rapport des besoins des plantes au besoin en tête du réseau

$$E = \frac{\text{Débit en tête} - \text{Pertes}}{\text{Débit en tête}}$$



L'efficience comprend :

-L'efficience à la parcelle ; qui est le rapport entre le besoin des plantes et l'eau partagée en tête des parcelles irriguées. Elle varie de 0.7 à 0.8

-L'efficience du réseau ; qui est le rapport entre la quantité d'eau distribuée en tête de chaque parcelle à la quantité prélevée en tête du réseau. Elle varie de 0.7 à 0.8

-L'efficience globale ; qui est le rapport entre le besoin des plantes et le volume prélevé en tête du réseau.

C'est l'efficience globale qui intervient dans les calculs et prise généralement égale à 0.5

5-2-3 : Débit fictif continu

Le débit fictif continu est le débit qu'on doit fournir de façon permanente 24 heures sur 24, et qui permet de satisfaire les besoins en eau d'une période donnée pour la surface unitaire.

Le débit fictif continu s'exprime par la relation :

$$dfc = \frac{B_p \cdot 1000}{N \cdot 86400}$$

Avec :

dfc : débit fictif continu en [l/s/ha]

B_p : besoin pratique en [m³/ha]

N : nombre de jours du mois

5-2-4 : Calendrier cultural

Les paysans pratiquent les travaux de rizières en une seule saison. La date approximative du début de repiquage est prévue le 1^{er} janvier.

En raison des caractéristique de la rivière, qui est saisonnier, l'irrigation ne sera possible que pour le riz « Asara ».

Les tableaux ci-après présentent le calendrier cultural à respecter par les paysans ainsi que les détails de calcul des besoins en eau de la riziculture pratiquée dans le bas fond.

Tableau 24 : Calendrier cultural de la riziculture

Mois	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
Préparation du sol / pépinière					
Remplissage de clos					
Assec					
Entretien					

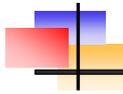


Tableau 25 : Besoin en eau suivant la méthode classique

Mois	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
P _{0,2} [mm]	223.9	381,1	316.9	162.2	50.1
Pe [mm]	100	100	100	100	40
E.T.P [mm]	147,3	140,4	121,5	140,7	133,8
Kc	0.0	1,1	1,1	1	0,8
BP [mm]	0.0	54,5	33,7	40.7	67
MB [mm]	0.0	150			
RP [mm]		100			
ASSECC [mm]			100		
EN [mm]				50	50
BN [mm]	0.0	304,5	133,7	90.7	117
BN[m ³ /ha]	0.0	3045	1337	907	1170
BB [m ³ /ha]	0.0	6089	2673	1815	2341
Nombre de jours	31	31	28	31	30
dfc [l/s/ha]	0.0	2,3	1,1	0,7	0,9

Tableau 26 : Besoin en eau selon CROPWAT

MOIS	Décembre			Janvier			Février			Mars			Avril		
Décades	D1	D2	D3	J1	J2	J3	F1	F2	F3	M1	M2	M3	A1	A2	A3
Besoins [mm]	22,4	93	105	27,7	26,7	26,4	26,4	26,5	27,5	26,9	34,5	38,1	38,4	38,9	33,5
Besoins net [m ³ /ha]	224	930	1050	277	267	264	264	265	275	269	345	381	384	389	335
Besoin brut [m ³ /ha]	448	1860	2100	554	534	528	528	530	550	538	690	762	768	778	670
dfc [l/s/ha]	0,5	2,2	2,4	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9	0,8

5-2-5 : Débit fictif continu de pointe

Le débit fictif continu de pointe est la plus grande valeur des débits fictifs trouvés dans le calcul des besoins en eau.

On constate une légère différence entre les débits fictifs continus calculés par la méthode classique et ceux calculés par le logiciel CROPWAT. Cette différence peut être expliquée par les paramètres pris en considération dans les calculs.

Par précaution, la valeur du débit fictif continu de pointe retenue est celle calculée par la méthode CROPWAT. Du faite que cette méthode donne un résultat plus fiable car elle met en évidence plusieurs paramètres.

5-3 : Adéquation ressource besoin

La confrontation des ressources en eau disponibles en fréquence quinquennale sèche avec les besoins en eau permet d'établir l'adéquation entre les ressources et les besoins en eau qui est représentée par les tableaux suivants :

Tableau 27 : Adéquation ressources besoins en eau par la méthode pratique culturale

Mois	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
Apports disponibles [l/s]	221	333	266	240	93
Besoins totaux [l/s]	0	23	11	7	9
surplus [l/s]	221	310	255	233	84

Tableau 28 : Adéquation ressources besoins en eau : CROPWAT

MOIS	Décembre			Janvier			Février			Mars			Avril		
Décades	D1	D2	D3	J1	J2	J3	F1	F2	F3	M1	M2	M3	A1	A2	A3
Apports disponibles [l/s]	221	221	221	333	333	333	266	266	266	240	240	240	93	93	93
Besoins totaux [l/s]	5	22	24	6	6	6	6	6	6	6	8	9	9	9	8
surplus [l/s]	216	199	197	327	327	327	260	260	260	234	232	231	84	84	85

Il en découle que les ressources disponibles sont largement suffisantes pendant toute la campagne culturale.

5-4 : Débit de dimensionnement

5-4-1 : Main d'eau

On entend par « main d'eau », le débit minimal d'une prise et dont les débits de toutes les autres prises sont multiples de sa valeur. C'est aussi le débit qu'un homme peut manier sans être débordé. La valeur de la main d'eau varie de 5 à 100 l/s.

Pour les micros-périmètres irrigués (MPI), on adopte 5l/s.

5-4-2 : Débit d'équipement

Le débit d'équipement est le débit avec lequel on dimensionne les ouvrages d'irrigation. Sa valeur dépend de l'abondance des ressources disponibles :

- $q_e = dfc_{max}$ si la ressource est très limitée par rapport aux besoins
- $q_e > dfc_{max}$ si la ressource est largement suffisante.

Dans ce projet, on prend un débit d'équipement $q_e = 2,5$ l/s/ha

5-4-3 : Débits nominaux

Les débits nominaux sont donnés par la formule :

$$Q_n = q_e \times S$$

Dans laquelle :

- Q_n : le débit nominal en [l/s]
- Q_e : le débit d'équipement en [l/s]
- S : la superficie du périmètre à desservir [ha]

Pour le cas du bas fond de Maevarano :

$S = 10$ Ha et $q_e = 2,5$ l/s/ha

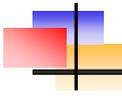
D'où:

$$Q_n = 25 \text{ l/s}$$

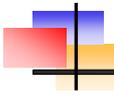
Conclusion 2^e partie

Cette étude de ressource et de besoin a montré que la rivière Maevarano débite suffisamment pour la satisfaction en eau du périmètre. Toutefois, une élévation du niveau d'eau est indispensable.

A cette fin, nous préconisons la mise en place d'un barrage de dérivation à poutrelles. Cette solution est avancée car elle est, à notre avis, la moins coûteuse par rapport aux autres types de barrage. En plus, vu l'étude de la crue du cours d'eau, l'implantation d'un barrage à seuil fixe pourra provoquer une inondation à l'amont.



PARTIE III : LES AMENAGEMENTS PROPOSES



Chapitre 6: DIAGNOSTIC DE LA SITUATION ACTUELLE ET ETUDES PRELIMINAIRES

6-1 : Diagnostic de la situation actuelle

6-1-1 : Description et analyse du périmètre rizicole

L'alimentation en eau des rizières pour les villageois de Manarenja a trois origines. Il s'agit de trois cours d'eaux qui se rejoignent dans la partie basse à l'aval des rizières. Ces villageois cultivent donc le riz autour de ces trois ruisseaux.

Le principal problème pour la riziculture dans ce village est le manque d'eau dû à l'absence d'un véritable aménagement hydroagricole. Ainsi, les riziculteurs dépendent entièrement des aléas climatiques. Un retard de la saison de pluie provoque souvent un décalage de la période de repiquage. Par conséquent, on assiste à un assèchement des parcelles en fin de cycle.

Pour le bas fond de Maevarano, auparavant, lors d'une tentative d'irrigation, les villageois ont construit un barrage traditionnel constitué par des tiges d'arbres disposées verticalement sur toute la largeur de la rivière et des mottes de terre ainsi que des débris de végétaux qui servait à rehausser provisoirement le plan d'eau. Les villageois ont abandonné ce système depuis longtemps car ils ont marre de reconstruire après chaque passage de crue.

6-1-2 : Infrastructures existantes

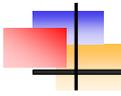
En tant que périmètre traditionnel, le périmètre de Maevarano n'a jamais bénéficié d'une infrastructure adéquate. Les riziculteurs captent seulement les ruisseaux en creusant des canaux afin de dévier l'eau jusqu'aux parcelles.

6-2 : Etudes préliminaires

6-2-1 : Etudes topographiques

Les travaux topographiques nécessaires pour le dimensionnement et le calage des ouvrages ont été réalisés l'an dernier par les étudiants de la filière topographie, avec la participation d'un étudiant de l'Institut National des Sciences Appliquées de Strasbourg, également de spécialité topographie.

Les levés topographiques des zones susceptibles de recevoir l'aménagement ont été réalisés aussi.



6-2-2 : Etudes géotechniques

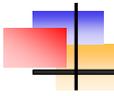
Les études géotechniques visent la détermination de la nature et de la tenue du sol et la détection des éventuels défauts, afin que l'on puisse apporter les solutions appropriées selon la spécificité des constructions.

Pour le barrage, l'emplacement de l'ouvrage se trouve sur un sol meuble. Les sondages effectués par les techniciens en service du Génie Rural en ce lieu montrent une profondeur de sable importante (supérieure à 1,50 m).

Afin d'avoir une idée exacte de la profondeur à laquelle se trouve une surface dure et stable, il faudra effectuer une étude relative au sol de fondation qui permettra de déterminer les caractéristiques de portance et de déformation de celui-ci.

En ce qui concerne les matériaux nécessaires à la construction des ouvrages, il faut qu'ils soient conformes aux normes de recueil des prescriptions techniques applicables à Madagascar pour éviter les conséquences néfastes que peuvent causer ces matériaux dans les ouvrages.

Il est à signaler que la recherche des gites d'emprunts s'avère très difficile dans cette zone du Nord-Ouest de Madagascar. Il conviendra donc pour l'ONG Ecoles du Monde d'appuyer les villageois pour le choix des zones d'emprunts et pour les gites de carrière.



Chapitre 7 : CONCEPTIONS ET DIMENSIONNEMENTS DES

OUVRAGES

Les principes adoptés pour l'aménagement du périmètre de Maevarano sont principalement les suivants :

Alimenter en eau la totalité des zones destinées à devenir cultivable en se basant sur les reconnaissances effectuées et la topographie du terrain.

Assurer la mobilisation de la ressource en eau par la réalisation d'un barrage de dérivation au milieu existant.

Assurer le transit de l'eau vers les périmètres par la nouvelle construction des canaux d'irrigation, tels que : Un canal principal (CP) et deux canaux secondaires CS1 et CS2 ainsi que des ouvrages sur canaux correspondants.

Garantir la pérennisation de ces ouvrages par la création d'un drain.

7-1 : Le Barrage

Bien que les ressources globales en eau pendant la saison pluvieuse puissent suffire pour une 2^e culture, un tel projet n'est pas envisageable, car en amont, il n'existe pas de bassin réservoir. L'option la plus judicieuse sera donc un barrage dérivation.

Ce barrage est installé en travers de la rivière pour dévier une partie de l'eau vers le périmètre et assurer un débit convenable à ce dernier. Pendant la période de crue, il permet d'évacuer les eaux excédentaires vers l'aval sans causer des dommages aux différents ouvrages.

En ce qui concerne le type, notre choix s'est porté sur un barrage mobile à poutrelles car si on choisit d'implanter un barrage fixe, vue l'étude de la crue et la topographie du site, la crue peut l'emporter et le barrage pourra provoquer de l'inondation en amont. En plus comme la règle de base de ce projet est de concevoir des aménagements réalisables par les villageois, un barrage à poutrelles apparaît comme une solution raisonnable.

Il s'agit ici d'un système extrêmement rustique dans lequel la retenue est formée de madriers 7x17 superposés horizontalement et dont les extrémités sont engagées dans des rainures ménagées dans les bajoyers et les piles. Quand on veut rétablir l'écoulement, il suffit d'enlever successivement les poutrelles.

7-1-1 : Dimensionnement du barrage

7-1-1-1 : Hauteur du barrage

En principe, la hauteur du barrage doit être suffisante pour pouvoir relever le plan d'eau afin de dominer correctement la totalité de la superficie du périmètre. La crête est donc calculée en tenant compte de la hauteur du terrain naturel la plus haute (TNPH) de la rizière, de la lame d'eau voulue dans la rizière, et de toutes les pertes de charges depuis la parcelle jusqu'à l'ouvrage de tête.

$$Z_B = Z_{TNPH} + h_r + \Delta h_1 + \Delta h_2$$

Avec :

Z_{TNPH} : Altitude du terrain naturel plus haute

h_r : hauteur d'eau voulue dans la rizière

Δh_1 : perte de charge au niveau des prises

Δh_2 : perte de charge dans les canaux

Dans cette étude, le canal de départ domine suffisamment la totalité du périmètre et sa cote au niveau de la prise étant déjà donné.

$$D'où Z_B = Z_c + h_e + \Delta h$$

Z_B : Cote de la crête du barrage

Z_c : Cote du fond du canal de départ (62.80 m)

h_e : Hauteur d'eau dans le canal (0.25 m)

Δh : Perte de charge au niveau de la prise (0.10 m)

La cote de la crête du barrage est donc égale à **63,15 m**.

Nous avons vérifié et avons constaté que ce niveau ainsi calculé ne provoque pas d'inondation en amont. (Cf. courbes des niveaux dans la planche)

La hauteur du barrage est obtenue par la différence entre la cote de sa crête et le point le plus bas de la rivière à l'endroit prévu pour ce barrage.

$$H_B = Z_B - Z_F$$

Dans laquelle :

H_B : Hauteur du barrage

Z_B : Cote de la crête du barrage (63.15 m)

Z_F : Altitude du fond de la rivière (61.50 m).

$$H_B = 63.15 \text{ m} - 61.50 \text{ m}$$

La hauteur du barrage est donc prise égale à **1,65 m**

7-1-1-2 : Longueur du barrage

La longueur du barrage est prise égale à 18.5 m, légèrement supérieure à la largeur du lit de la rivière. (Cf profil en travers dans la planche)

7-1-1-3 : Fonctionnement hydraulique

Le barrage comporte 14 passes batardables de 1 m de large chacune. 15 piles intermédiaires de 0.3 m d'épaisseur délimitent ces passes.

Toutes les poutrelles sont enlevées pendant la période de crue, néanmoins la charge maximale au dessus de la crête du barrage pour laisser passer le débit de crue décennale est fixée à 1.4 m. Donc, pour plus de sécurité, une charge supplémentaire de 1.5 m est prise en compte.

7-1-1-4 : Fondation du barrage

Les fondations constituent toujours la partie la plus délicate de l'ouvrage et elles demandent à être étudiées soigneusement.

Compte tenu de la caractéristique du sol de fondation, l'ouvrage est muni de parafouilles pour raison de sécurité contre les sous pressions. En plus il faut que la règle de LANE ci-après soit vérifiée pour éviter les phénomènes de renard.

$$L_v + \frac{1}{3} L_H^3 \leq C' \cdot \Delta H$$

Dans laquelle :

- L_v : longueur totale des cheminements verticaux
- L_H : longueur totale des cheminements horizontaux
- C' : Coefficient de LANE pris égal à 6 pour un sol de fondation constitué par du sable moyen.
- ΔH : Différence de niveau d'eau en amont et à l'aval.

7-1-1-5 : Les caractéristiques du barrage

Tableau 29 : Caractéristiques du barrage

Caractéristiques	Notations	Valeurs [m]
Hauteur	H_B	1,65
Longueur	L	18,5
Largeur crête	e_c	0,5
Radier amont	l_{r1}	0,5
Radier aval	l_{r2}	1,2
Base	b	2,3
Parafouille amont	l_{f1}	2,5
Parafouille aval	l_{f2}	1,5
Epaisseur radier/parafouille	e	0,2
Décrochement	s	0,2
Largeur totale	L_0	4
Charge au dessus du seuil	h	1,4
Charge aval	h_2	1
Longueur pile	l_p	0,3

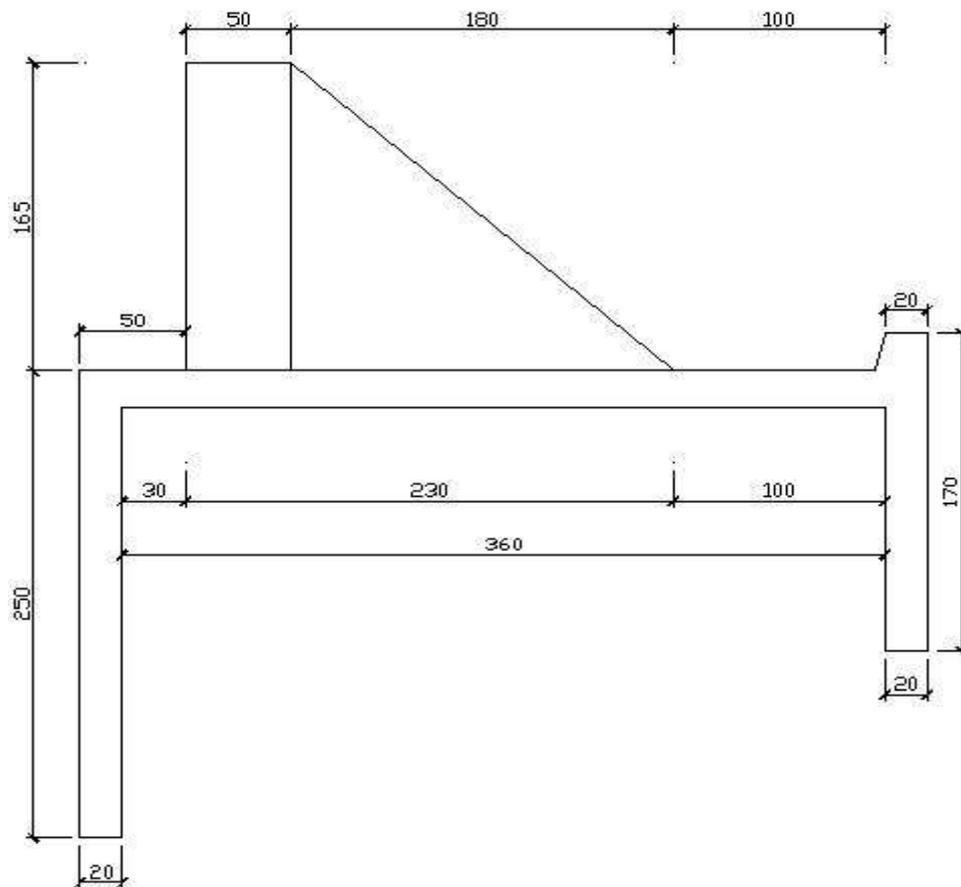
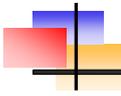


Figure3 : Dimensionnement du barrage



7-1-2 : Etude de stabilité du barrage

L'étude de stabilité du barrage en béton concerne l'étude de l'équilibre de l'élément le plus sollicité, représentatif de l'ouvrage tout entier. Ce dernier doit résister au glissement sur la fondation et au renversement. En plus, on doit vérifier la stabilité interne de l'ouvrage qui doit résister aux contraintes qui se développent dans sa masse.

7-1-2-1 : Hypothèse de calcul

Les forces suivantes ne sont pas prises en comptes pour l'étude de stabilité du barrage :

- Les forces stabilisatrices telles que les poussées de l'eau sur la crête du barrage ainsi que sur le parement aval.
- La cohésion, en considérant qu'il s'agit d'une caractéristique variable et aléatoire dont la pérennité en milieu saturée n'est pas assurée.
- La poussée des sédiments.

7-1-2-2 : Inventaires des sollicitations auxquelles est soumis le barrage

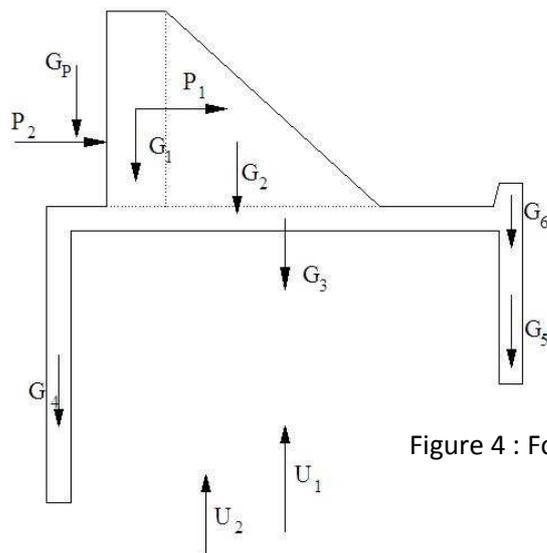


Figure 4 : Forces appliquées au barrage

a) Poussée de l'eau :

C'est l'énergie de la force de pression hydrostatique exercée par l'eau sur le parement amont du barrage. Elle aura pour somme P telle que :

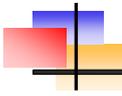
$$P = P_1 + P_2 \quad \text{avec} \quad P_1 = r_e \cdot g \cdot h \cdot H_B$$

$$P_2 = \frac{1}{2} r_e \cdot g \cdot H_B^2$$

Avec

h : charge en amont de la crête [m]

H_B : hauteur du barrage [m]



P : poussée de l'eau en [Kg]

g : Accélération de la pesanteur [N/m]

ρ_e : Poids volumique de l'eau [Kg/m³]

On a : $P_1 = 693$ kg et $P_2 = 408.38$ kg

b) Poids du barrage

L'action du poids propre du barrage contribue à sa stabilité. Il est égal à la somme des poids de toutes les parties du barrage. Avec une masse volumique du béton prise égale à 2400 kg/m³

$$G_1 = \rho_b \cdot g \cdot H_B \cdot e_c$$

$$G_2 = \frac{1}{2} \rho_b \cdot g \cdot H_B \cdot (B - e_c)$$

$$G_3 = \rho_b \cdot g \cdot (l_0 - 2e) \cdot e$$

$$G_4 = \rho_b \cdot g \cdot [e \cdot (lp_1 + e)]$$

$$G_5 = \rho_b \cdot g \cdot [e \cdot (lp_2 + e)]$$

$$G_6 = \rho_b \cdot g \cdot s \cdot e$$

Où : H_B : Hauteur du barrage

ρ_b : masse volumique du béton

B : base du barrage

e_c : largeur crête

l_0 : largeur totale du barrage

e : épaisseur radier/parafouille

s : décrochement

lp_1 : largeur parafouille amont

lp_2 : largeur parafouille aval

On a : $G_1 = 618.75$ kg; $G_2 = 1113.75$ kg; $G_3 = 540$ kg; $G_4 = 405$ kg; $G_5 = 255$ kg; $G_6 = 30$ kg

c) Poids de l'eau

$$G_e = \rho_e \cdot g \cdot l_{r1} \cdot (h_1 + H_B)$$

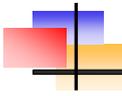
Avec: ρ_e : Poids volumique de l'eau [Kg/m³]

l_{r1} : longueur radier amont [m]

h_1 : charge au dessus de la crête du barrage [m]

H_B : Hauteur de la crête [m]

On a : $G_e = 457.5$ kg



c) Forces de sous pressions

La sous-pression varie linéairement sous la fondation, depuis la parafouille amont jusqu'à la parafouille aval.

$$U_1 = \rho_e \cdot g \cdot l_0 \cdot h_{\text{aval}} \cdot C$$

$$U_2 = \frac{1}{2} \rho_e \cdot g \cdot l_0 \cdot \Delta H \cdot C$$

Dans lesquelles :

ρ_e : Poids volumique de l'eau [Kg/m³]

l_0 : largeur totale du barrage

h_{aval} : Charge en aval

ΔH : Différence de charge en amont et en aval

C : Coefficient de minoration, généralement pris égal à 0.5.

On a : $U_1 = 600$ kg et $U_2 = 615$ kg

7-1-2-3 : Stabilité au glissement

Les forces horizontales qui s'exercent sur le barrage ont tendance à le déplacer vers l'aval. La stabilité au glissement est assurée si :

$$\frac{\sum G}{\sum (G - U)} \geq \tan j$$

Le coefficient de glissement est alors :

$$K_G = \frac{\sum G}{\sum (G - U)} \tan j \geq 1$$

Dans laquelle :

G : la somme des forces verticales dues au poids du barrage

U : la sous pression

P : Sommes des forces horizontales dues aux poussées de l'eau.

$\tan \varphi$: Coefficient de frottement du béton sur le terrain de fondation,

$\tan \varphi = 0.6$ pour une fondation sur sol meuble

$\tan \varphi = 0.75$ pour une fondation rocheuse.

$$K_G = \frac{2205}{1101.38} \cdot 0.6 = 1.20 > 1$$

Le coefficient de glissement est égal à $1,20 > 1$

Conclusion : l'ouvrage est stable au glissement

7-1-2-4 : Stabilité au renversement

La stabilité au renversement est assurée si le coefficient de sécurité au renversement K_R , qui n'est autre que le rapport du moment stabilisateur avec le moment de renversement est supérieur ou égal à 1,5 :

$$K_R = \frac{\overset{\circ}{a} \text{ Moment stabilisant}}{\overset{\circ}{a} \text{ Moment renversant}} \geq 1.5$$

En supposant que le point de renversement de l'ouvrage autour de lui-même est fixé à l'extrémité aval de sa base.

$$K_R = \frac{9087.56}{5288.39} = 1.72$$

Le coefficient de renversement est égal à $1,72 > 1,5$

Conclusion : l'ouvrage est stable au renversement

7-1-2-5 : Règle du tiers central

Un ouvrage poids en maçonnerie ne doit pas travailler en traction. Pour assurer qu'il n'y a pas eu aucune contrainte de traction, la résultante des forces doit passer par le tiers central de la base.

Si d est le bras de levier de la résultante des efforts normaux par rapport à l'extrémité aval du barrage. On doit alors avoir : $1.33 < d < 2.66$

$$d = \frac{\overset{\circ}{a} G_i \cdot d_i - \overset{\circ}{a} U_i \cdot d_i'}{\overset{\circ}{a} (G - U)}$$

Avec :

G : Poids du barrage

U : Forces de sous pressions

d et d' : Bras de levier de chaque force par rapport à l'extrémité aval du barrage

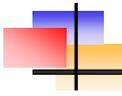
$$d = \frac{4531.94}{2205} = 2.05$$

Conclusion : La règle du tiers central est vérifiée. D'où il n'existe pas un risque de traction

7-1-2-6 : Stabilité élastique

La stabilité élastique consiste à comparer les contraintes maximales dues à la fondation de l'ouvrage par rapport à la capacité portante admissible du sol.

Ces contraintes se calculent en assimilant le barrage à une poutre console verticale encastrée dans sa fondation.



$$s_{\max} = \frac{\overset{\circ}{a} N}{S} \pm \frac{M.v}{I}$$

Dans laquelle :

M : moment fléchissant dans la section par rapport à l'axe passant par le centre de gravité de la base ;

N : sommes des efforts normaux à la section [kg]

S : surface de contact égal à l_0 pour une tranche de 1 m [m^2]

I : moment d'inertie par rapport à l'axe passant par le centre G et parallèle à la base ;

v : position du point considéré de plus loin du centre G[m].

Pour une largeur égale à 1 m, on a : $I = \frac{l_0^3}{12}$ et $v = \frac{l_0}{2}$

L_0 : base de la fondation [m]

D'où :
$$s_{\max} = \frac{\overset{\circ}{a} N}{l_0} \pm 6 \cdot \frac{M}{l_0^2}$$

La valeur de σ_{adm} pour notre sol de fondation est égale à 5 kgf/cm^2

(Source: Cours d'aménagement hydroagricole, Mr Jean Donné RASOLOFONIAINA)

$$\sigma_{\max} = 3.82 \text{ kgf/cm}^2 < \sigma_{\text{adm}}$$

Conclusion : la condition de non poinçonnement du sol de fondation est vérifiée.

7-1-2-7 : Vérification de la règle de LANE

$$L_v + \frac{1}{3} L_H^3 C' \Delta H$$

Avec $L_v = (2.5 \times 2) + 0.2 + (1.5 \times 2) + 0.2 + 0.2 = 9.6 \text{ [m]}$

$$L_H = 1.2 + 0.5 + 2.3 = 4 \text{ [m]}$$

$$\Delta H = 1.65 \text{ m en période d'étiage}$$

$$C' = 6 \text{ pour un sol de fondation, sable moyen.}$$

$$9.6 + \frac{1}{3} \cdot 4^3 \cdot 6 \cdot 1.65$$

$$9.93 \text{ [m]} \geq 9.90 \text{ [m]}$$

Conclusion : La règle de LANE est vérifiée, donc le phénomène de renard ne sera pas à craindre sur le sol de fondation.

7-1-3 : Les ouvrages annexes solidaires au barrage

Les ouvrages annexes sont les ouvrages solidaires au corps du barrage.

7-1-3-1 : Les murs d'encaissement

Les murs d'encaissement ont pour rôle d'empêcher le débordement de l'écoulement sur les cotés et d'éviter les talus contre l'érosion.

De ce fait, les murs d'encaissement ne doivent pas être submergés, sa hauteur correspond à la hauteur de la crête du barrage ajoutée de la revanche, qui est la charge supplémentaire prise en compte pour évacuer le débit de crue décennale.

Soit donc : $H_{\text{mur}} = H_B + h$

Après application numérique, on a : $H_{\text{mur}} = 3.15 \text{ m}$

Ces murs d'encaissement seront ancrés latéralement au niveau des talus des berges de la rivière.

7-1-3-2 : L'ouvrage de prise principale

La prise principale est un ouvrage qui, à partir du barrage, permet de prélever un débit nominal connu d'une façon plus ou moins constante pour alimenter le périmètre.

Elle est située sur la rive droite dans le mur d'encaissement et se comporte comme un orifice dont la formule de débit permet de la dimensionner :

$$Q = mS \cdot \sqrt{2g \cdot Dh}$$

Dans laquelle :

- Q : débit en $[\text{m}^3/\text{s}]$
- S : Aire de l'orifice $[\text{m}^2]$
- μ : Coefficient de contraction ou de débit pris égal à 0,6
- g : Accélération de la pesanteur $[\text{m}/\text{s}^2]$
- Dh : Différence de cote entre
 - Le niveau d'eau en amont de la prise et le centre de la section de la prise pour un orifice dénoyé
 - Le niveau d'eau en amont et le niveau d'eau en aval pour un orifice noyé.

$$S = \frac{Q}{m \cdot \sqrt{2g \cdot Dh}} = \frac{0.025}{0.6 \cdot \sqrt{2 \cdot 10 \cdot 0.10}}$$

Après calcul, on trouve $S = 0,03 \text{ m}^2$

Ainsi, nous adoptons une prise circulaire en buse de diamètre $\text{Ø}200 \text{ [mm]}$.

7-2 : Les canaux d'irrigation

Dans un réseau d'irrigation, les canaux assurent le transport de l'eau depuis l'ouvrage de tête jusqu'à la parcelle à desservir.

D'après la topographie du terrain, l'irrigation devra se faire par deux canaux, un sur le flan Ouest de la cuvette, l'autre sur le flan Est. L'eau de ces canaux viendra d'un canal principal commun. Le canal secondaire Ouest irriguera ainsi un périmètre de 6 Ha et le canal secondaire Est couvrira une parcelle de 4 Ha. Une forêt de 0.65 Ha se trouvant au milieu du périmètre ne sera pas déboisée par le projet.

7-2-1 : Caractéristiques des canaux

Dimensionner un canal, revient à déterminer ses caractéristiques hydrauliques selon la formule de Manning-Strickler pour un régime d'écoulement uniforme:

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \quad \text{et} \quad V = Q/S$$

Dans lesquelles :

Q : débit nominal du canal [m^3/s]

K : Coefficient de Manning-Strickler ou rugosité

S : Section mouillée [m^2]

R: Rayon hydraulique [m]

I: Pente longitudinale du canal [m/m]

V : Vitesse de l'écoulement [m/s]

7-2-1-1 : Le coefficient de rugosité K

La rugosité K d'un canal exprime l'aptitude de ce canal vis-à-vis de l'écoulement, elle dépend de la nature des parois :

Pour les canaux en béton, K varie de 60 à 70

Pour les canaux maçonnés, K varie entre 45 à 50

Pour les canaux en terre, K varie de 30 à 40.

Pour ce projet, il s'agit d'un nouveau canal en terre à réaliser, on prend un coefficient $K = 35$.

7-2-1-2 : La vitesse

Dans un canal artificiel, la vitesse de l'eau au voisinage des parois et du fond ne doit pas dépasser certaines valeurs qui risqueraient de provoquer l'érosion des berges.



D'autre part, il ne faut pas aussi que cette vitesse descende au dessous de certains minimums pour éviter les dépôts des matériaux transportés.

7-2-1-3 : La section

Connaissant le type de sol (limon moyen), le profil adopté est un profil trapézoïdal avec un fruit latérale $m = 1$ pour le canal principal et $m = 1/2$ pour les canaux secondaires. Ainsi la section et le périmètre mouillés sont déterminés par :

$$S = bh + mh^2$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Dans lesquelles :

S : section mouillée [m²]

P : Périmètre mouillé [m]

b : largeur au plafond du canal [m]

h : hauteur d'eau dans le canal [m]

m : fruit du canal

7-2-1-4 : Revanche

La hauteur totale H du canal doit être légèrement supérieure par rapport au tirant d'eau h dans le canal afin d'éviter tout débordement. Pour un réseau d'irrigation de petite et moyenne importance, une revanche r comprise entre $10 \text{ cm} \leq r \leq 50 \text{ cm}$ est prise en compte.

Dans notre cas, nous allons prendre une revanche $r = 10 \text{ cm}$.

7-2-2 : Calage hydraulique

Le calage hydraulique consiste à dimensionner le canal afin d'avoir une section optimale pour le débit à transiter. Ceci revient à déterminer la largeur au plafond b et les hauteurs d'eau h dans le canal.

Le tableau suivant montre les dimensions des canaux :

Tableau 30 : Sections des canaux d'irrigation

Désignation	Section		
	Base b [m]	Hauteur H [m]	Fruit
Canal principal	0.25	0.35	1/1
Canal Ouest	0.20	0.35	1/2
Canal Est	0.15	0.35	1/2

7-3 : Les ouvrages sur canaux

7-3-1 : Partiteur

Cet ouvrage sert à partager le débit d'un canal vers 2 canaux d'ordre inférieur d'une manière proportionnelle quelque soit le débit qui arrive.

On utilisera un partiteur fixe qui partagera en fraction constante le débit à distribuer. Il est constitué de deux seuils dont la crête est toujours à la même cote.

Les seuils fonctionnent comme un déversoir dont les formules sont :

$$Q = m.L.\sqrt{2g}.h^{3/2}$$

$$Q_1 = m.L_1.\sqrt{2g}.h_1^{3/2}$$

$$Q_2 = m.L_2.\sqrt{2g}.h_2^{3/2}$$

Or $h = h_1 = h_2$ ainsi que : $Q = Q_1 + Q_2$

L'équation de proportionnalité donne :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{L_1}{L_2}$$

Avec : Q_1 et Q_2 les débits respectivement dans les deux canaux dérivés

L_1 et L_2 : Largeur de chaque seuil

Tableau 31 : Dimension du partiteur

PARTITEUR	Largeur seuil [cm]	
	L_1	L_2
	26.4	17.6

Ces dimensions sont obtenues pour une charge h fixée à 10 cm.

7-3-2 : Prise sur canaux

Les prises sur canaux fonctionnent de la même manière que la prise principale en tête du réseau, c'est à dire qu'on cherche à prélever un débit connu à partir d'un canal.

Les qualités qui caractérisent les prises sur canaux sont la précision et la constance du débit délivré.

Pour ce projet, on adopte des prises simples, vue la faiblesse du débit à prélever. Dans ce cas, les prises parcellaires sont des buses en ciment comprimé muni de tuyaux PVC dont les dimensions sont les suivantes :

Tableau 32 : Prises parcelaires

PM	Surface desservie [Ha]	Débit nominal [m ³ /s]	Diamètre intérieur [mm]
606	2	0.005	81
627	4	0.01	113
640	2	0.005	81
660	2	0.005	81

7-4 : Le réseau d'assainissement

Afin d'éviter les inondations durant les fortes pluies et pour permettre le vidange des eaux dans les rizières pour une gestion facile des cultures, un réseau de drainage est nécessaire.

7-4-1 : Module d'assainissement

Le module d'assainissement est le débit spécifique (débit par unité de surface) qui sert à dimensionner le réseau de drainage du périmètre.

Dans le cadre de la présente étude, on prévoit que le périmètre soit à l'abri d'une submersion au moins quatre année sur cinq. Par conséquent, les débits nécessaires pour déterminer le module d'assainissement sont calculés pour une période de retour 5 ans en année humide. En plus, la durée maximale de submersion tolérable pour le riz ne doit pas dépasser au plus de trois jours.

Cependant, n'étant pas en présence de lit de rivière dans le bas fond, il n'y a pas de débit de crue à prendre en compte. La détermination du module d'assainissement se fait à partir de la formule du débit caractéristique

7-4-1-1 : Formule de débit caractéristique

Les paramètres mis en jeu dans la présente méthode sont :

- le coefficient d'évaporation
- l'intensité de pluie critique

a) Coefficient d'évaporation

Le coefficient d'évaporation est le rapport entre la lame d'eau évaporée et la lame d'eau précipitée.

Dans le cas pratique, l'évaporation moyenne annuelle E est égale au déficit d'écoulement moyen annuel D, c'est-à-dire $E = D$.

La formule la plus courante qui donne le déficit d'écoulement moyen annuel D est celle de TURC, exprimée par :

$$D = \frac{P}{\sqrt{0.9 + \frac{P^2}{L^2}}} \quad \text{avec} \quad L = 300 + 25T + 0.05T^3$$

Où : D est le déficit d'écoulement moyen annuel en [mm]

P est la pluviométrie moyenne annuelle de la zone en [mm]

T est la température moyenne annuelle en [°C]

Dans notre cas, P = 1566,4 [mm] (Annexe 1, page 89); T = 26,1 [°C] ; L = 1841,4

D'où D = E = 1229,3 [mm]

Ainsi, le coefficient d'évaporation e a pour valeur :

$$e = \frac{E}{P} = \frac{1229.3}{1566.4} = 0.78$$

b) Intensité de pluie critique

D'une façon approximative, l'intensité de pluie critique est déterminée par la formule de

MONTANA qui est : $i = \frac{a'}{\sqrt{t}}$

Dans laquelle :

- a' est un coefficient dépendant du période de retour T.

Pour T = 5 ans, a' = 113 (source : Ministère de la Coopération française ; Mémento de l'Adjoint technique des travaux ruraux, p.405)

t est la durée de submersion tolérable pour le type de culture considéré, en [mn].

Pour la riziculture, t = 3 jours = 4320 [mn].

Le résultat de calcul donne i = 1,7 mm/h

7-4-1-2 : calcul du module d'assainissement

Le module d'assainissement appelé aussi débit caractéristique est donné par la formule :

$$q = i' \frac{1 - e}{0.36}$$

Dans laquelle :

- q : le module d'assainissement en [l/s/ha]
- e : coefficient d'évaporation
- i : intensité de pluie critique en [mm/h]

$$q = 1.7' \frac{1 - 0.78}{0.36}$$

D'où après calcul, on a : 1,03 l/s/ha.

Le module d'assainissement est donc q = **1,03** l/s/ha.

7-4-2 : Les canaux de drainage

7-4-2-1 : Formule de débit

La formule courante pour dimensionner les fossés de drainage est celle de Manning Strickler :

$$Q = K.S.R^{2/3}.I^{1/2}$$

Dans lesquelles :

Q : débit évacué par le fossé [m³/s]

K : Coefficient de Manning-Strickler ou rugosité

S : Section du fossé [m²]

R: Rayon hydraulique [m]

I: Pente moyenne du fossé [m/m]

7-4-2-2 : Caractéristiques

Pour faciliter le curage des drains, la section adoptée a une forme trapézoïdale avec un fruit des berges $m = 1$. La pente du fond devra permettre d'évacuer l'eau le plus rapidement possible sans dépasser la vitesse d'érosion du sol. La pente naturelle moyenne étant de 1/1000, ainsi nous conservons cette pente pour la réalisation du drain.

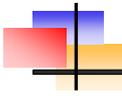
Le drain principal sera situé au fond de la cuvette, en suivant la ligne de talweg et rejoindra ainsi l'exutoire naturel au nord qui se jette dans la rivière.

Tableau 33 :Dimensions du drain

Désignation	Dimensions						
	Débits à évacuer [m ³ /s]	Base b [m]	Hauteur d'eau [m]	Revanche [m]	Hauteur [m]	Pente [m/m]	Fruit de talus [m/m]
Drains	0.015	0.20	0.20	0.10	0.30	1/1000	1

Conclusion 3^e partie

L'aménagement que nous avons proposé, constitué d'un barrage de dérivation à poutrelles, un canal principal en terre, deux canaux secondaires également en terre avec de petits ouvrages correspondants (partiteur, prises) et un drain, a été conçu en tenant compte de la recommandation d'Ecoles du Monde, à savoir, privilégier des solutions réalisables en grande partie par les villageois eux-mêmes.



**PARTIE IV : IMPACTS
ENVIRONNEMENTAUX ET
ECONOMIQUES DU PROJET**

Chapitre 8 : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL DU PROJET

D'après le décret N°99-954 du 15 décembre 1999 modifié par le décret N°2004-167 du 03 février 2004, tous les projets d'investissements publics ou privés susceptibles de, par leur nature technique, leur contiguïté, l'importance de leurs dimensions ou de la sensibilité du milieu d'implantation, d'avoir des conséquences dommageables sur l'environnement, nécessitent une étude d'impact environnementale.

L'étude d'impact consiste à analyser scientifiquement et préalablement les impacts potentiels prévisibles d'une activité donnée, sur l'environnement et en l'examen de l'acceptabilité de leur niveau et des mesures d'atténuation permettant d'assurer l'intégrité de l'environnement dans les limites des meilleures technologies disponibles à un coût économiquement acceptable.

L'étude d'impact sera divisée en 6 parties:

- La mise en contexte du projet
- La description du projet
- L'identification des impacts
- Analyse et évaluation de ces impacts
- Proposition des mesures d'atténuation
- Elaboration du plan de gestion environnemental

8-1 : La mise en contexte du projet

L'objet du présent examen environnemental entre dans le cadre d'une étude d'aménagement hydroagricole du bas fond de Maevarano, Commune rurale Ambalakida, District de Majunga II.

Dans cette zone, la culture du riz est l'activité principale source de revenu, mais la production rizicole ne peut, à elle seule, subvenir à la satisfaction des besoins monétaires et alimentaires des paysans. Elle est surtout destinée à l'autoconsommation alors qu'on doit prévoir la période de soudure, qui est une période très dure pour la population du monde rurale. Les sources de revenus restent précaires à cause de l'insuffisance de la production et les superficies irriguées. Ce qui pousse les riverains à exercer des actions dévastatrices sur son environnement (décapage des forêts pour la fabrication du charbon).

Nous avons affaire ici à un système économique encore fortement orienté vers la subsistance. L'objectif à atteindre est donc, l'amélioration du système agricole. Ce qui nécessite la maîtrise de l'eau et l'extension des surfaces irriguées.

La réalisation d'un barrage de dérivation est la solution envisagée pour résoudre ces problèmes.

Après la réalisation de ce projet, on envisage d'augmenter de 10 Ha les superficies irrigables. Une hausse de rendement à l'hectare de la production est aussi à prévoir.

Vu qu'il s'agit des travaux de maîtrise de l'eau, entraînant la mise en valeur des terres nouvelles (augmentation de la surface exploitable après fonctionnement du barrage), l'activité nécessite un examen environnemental.

8-1-1 : Présentation du promoteur

Ecoles du monde est une association du droit Français, créée le 13 mai 1997, enregistrement N°19022023 à la préfecture de Nanterre. Le siège social est au 44 rue Chaptal, 92300 Levallois-Perret, France et dont l'action à Madagascar a débuté en Octobre 1997.

En France, l'association repose exclusivement sur le bénévolat tandis qu'à Madagascar, Ecoles du monde emploie quarante neuf collaborateurs malgaches composés des bureaucrates, médecins, ingénieurs, techniciens agricoles, infirmiers, sages femmes, instituteurs et ouvriers. Et son siège est basé au, 5 bis rue Walweim Majunga 401.

Initialement engagé dans le domaine de la scolarisation des enfants des villages isolés, Ecoles du Monde accompagne le développement de ces villages, par des actions échelonnées, dans les domaines de : l'enseignement primaire, l'accès à l'eau potable, la santé et l'hygiène, l'agriculture, l'enseignement professionnel, et l'économie par des micros crédits. C'est-à-dire qu'Ecoles du monde a la vocation d'intégrer et d'enrichir tous les projets touchants le développement du milieu rural avec un objectif général d'aider les communautés à assurer une évolution pérenne dans leurs villages.

L'initiative d'Ecoles du Monde va ainsi simultanément s'appuyer sur les piliers suivants :

- favoriser une meilleure condition de vie collective en apportant les moyens de base.
- encourager la mobilisation et la sensibilisation des villageois bénéficiaires du projet sur la nécessité de changer les comportements.
- s'associer avec toutes les forces vives de la microrégion, impliquer tous les partenaires dans la dynamique, y compris les plus hautes autorités politiques, les sages du village et les responsables communautaires.

8-1-2 : Description du site du projet

La description consiste à mettre en évidence les milieux récepteurs qui se spécifient par leurs vulnérabilités à la mise en place du projet. Il s'agit des composantes ou éléments d'un lieu qui risquent de subir des impacts issus d'un projet.

8-1-2-1 : Milieu physique

➤ Climat

Manarenja est situé dans la région de Boina, qui est fortement influencée par la Mousson. Le climat de cette région est du type tropical sec avec une température moyenne variant entre 18 et 32°C.

La zone est marquée par deux saisons contrastées : chaud pendant 7 mois et 5 mois de saison pluvieuse. On assiste à une alternance des crues inondatrices et des étiages souvent absolus. Le volume total de pluies qui tombe durant la saison pluvieuse (qui s'étale surtout du mois de Décembre au mois de Mars) représente la totalité de la pluviométrie moyenne annuelle.

➤ Hydrographie

La zone du projet ne possède ni lac ni cours d'eau remarquables. Le réseau hydrographique est constitué par des ruisseaux qui prennent leurs sources par les affluents amont des massifs environnants. Parmi lesquels, la rivière Maevarano qui débite de Novembre à Juin et son lit s'est creusé quelques mètres en dessous des surfaces rizicultivables.

➤ Sol

Les caractéristiques du sol (propriétés physiques et chimiques) varient en fonction de l'altitude :

- sur les collines : les sols sont de types ferralitiques ;
- sur les thalwegs : ils se spécifient par leur hydromorphisme ;
- sur les bas fonds : les sols sont caractérisés par une texture limoneuse.

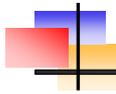
8-1-2-2 : Milieu biologique

➤ Faune

La zone n'abrite aucun faune endémique, l'inventaire faunistique se résume par les petits rongeurs, les insectes et les reptiles. On aperçoit parfois des oiseaux migrateurs et des sangliers sauvages aux alentours du site.

➤ Flore

La végétation dans la zone du projet est dominée par une formation de savane herbacée intercalée par des « satrana » (nom vernaculaire). Les formations comme de manguier, goyavier et citronnier sont aussi constatées. Des galeries de végétation se forment le long de la rivière. Une forêt naturelle a été enregistré au alentour du barrage.



8-1-2-3 : Milieu humain

➤ Population

La population majoritairement constituée par les sakalava compte 1350 habitants.

➤ Activités économiques

L'agriculture reste l'activité principale de la population, les rizicultures irriguées et pluviales tiennent le premier rang, les cultures sur champ viennent après.

Mis à part l'agriculture, la population pratique également de l'élevage, la tradition de type extensif est encore nombreuse pour l'élevage bovin.

8-2 : Description du projet

Le projet consiste à aménager le bas fond de Maevarano, afin d'avoir une maîtrise de l'eau et d'augmenter la surface exploitable en rizière. Le projet doit être aussi accompagné de l'amélioration de la technique culturale en utilisant le système de riziculture moderne pour augmenter le rendement.

Les activités principales suivantes sont donc prévues :

Construction d'un barrage de dérivation (à poutrelles) sur la rivière Maevarano : Construit sur un sol meuble, nécessitant ainsi des parafouilles amont et aval et une fondation sur pieux.

Création des canaux d'irrigation nécessitant des remblais et des déblais.

Construction des ouvrages de transit et de distribution de l'eau.

Les superficies irrigables après la réalisation du projet sont de l'ordre de 10 Ha, cette donnée permet d'apprécier l'envergure du projet et d'avoir déjà une idée sur l'envergure des impacts possibles sur les différents milieux (physiques, biologiques, humains).

Ainsi, les travaux de Génie civil ne nécessitent pas des matériels importants. Outre les matériels roulant servant de transport, les équipements nécessaires sont en général les outillages de maçon.

Le tableau suivant montre les activités prévues pour la réalisation du projet.

Tableau 34 : Activités prévues pour l'aménagement

Aménagements	Travaux prévus
Construction de barrage	Mise en place batardeau Travaux de coffrage et de bétonnage Travaux d'enduit
Créations des canaux d'amenés	Débroussaillage le long du canal Travaux de remblayage et de déblayage
Constructions des ouvrages sur canaux	Travaux de fouille Travaux de maçonnerie Travaux d'enduit

Le fonctionnement du projet se résume comme suit :

- Installation de chantier et approvisionnement en matériau
- Réalisation des activités prévues (barrage et canaux d'amenés)
- Fonctionnement du réseau après la mise en eau
- Exploitation des surfaces irrigables.

8-3 : Identification des impacts

Un impact est défini comme le changement d'une situation de base déjà connue sur une période de temps donnée et dans un espace défini sous l'effet d'une activité humaine, en comparaison à l'évolution qu'aurait la situation sans action.

Un impact est dit négatif s'il porte atteinte à la qualité de vie du milieu ou affecte un désordre sur les composantes environnementales. Dans le cas contraire, il est dit positif lorsqu'il contribue et apporte un changement ou une amélioration avantageuse aux milieux par rapport à la situation sans projet.

L'identification des impacts potentiels sera faite par phase du projet.

Tableau 35 : Identification des impacts

- Phase de préparation et de construction

Activités	Récepteur	Impacts possibles	
		Nature	Type
Installation de chantier	Végétation, sol	Destruction des couvertures végétales	Direct négatif
Débroussaillage et décapage		Pollution physique	Direct négatif
Mise en place batardeau	Eau, paysage	Modification du lit de la rivière	Direct négatif
Terrassement et construction des canaux	Humain	Risque de protestation de propriétaire terrien sur sa parcelle sur laquelle passe les canaux	Direct négatif
	Physique	Modification du paysage	Direct négatif
Travaux de remblai et de déblai	Végétation, sol	Destruction du paysage	Direct négatif
		Instabilité du sol	Direct négatif
Réalisation des travaux par HIMO	Humain	Création temporaire d'emploi	Direct positif
		Augmentation de revenu	Direct positif
		Risque d'accident de travail	Direct négatif

Construction des ouvrages	Paysage	Eparpillement des sacs de ciment	Direct négatif
Réalisation des apports bénéficiaires	Humain	Risque de conflits entre les bénéficiaires	Direct négatif

- Phase d'exploitation

Activités	Récepteur	Impacts possibles	
		Nature	Type
Aménagement des nouvelles parcelles de rizière	Sol	Extension des surfaces rizicultivables	Direct positif
	Activité humaine	Augmentation du rendement rizicole	Indirect positif
		Réduction de la pauvreté	Indirect positif
		Amélioration des activités économiques	Indirect positif
Mise en eau du périmètre	Sol	Risque d'érosion du talus des canaux et ses berges surtout pendant la période pluvieuse	Direct négatif
	Humain	Risque de conflits entre les associations des usagers de l'eau	Direct négatif
Intensification agricole par utilisation d'engrais chimique	Humain	Augmentation du rendement agricole et de la production	Direct positif
		Augmentation de revenu	Indirect positif
		Réduction de la pauvreté	Indirect positif
		Risque d'intoxication par les produits	Direct négatif
	Eau	Contamination des eaux de surface par les produits	Direct négatif
Entretien et gestion	Ouvrages	Infrastructure en norme	Direct positif
Acte de vandalisme		Destruction des ouvrages	Direct négatif

8-4 : Analyse et évaluation des impacts

L'évaluation des impacts consiste à apprécier et classer les différents impacts selon leurs importances relatives en tenant compte les critères suivants :

- *Intensité* : qui se traduit par le degré de perturbation de l'élément environnemental considéré relatif à son intégrité, sa qualité et sa fonction ou son dynamisme interne.
- *Durée* : qui se réfère à la période pendant laquelle l'impact se fait sentir.
- *Etendue* : qui exprime l'emprise ou la portée spatiale des effets de l'impact considéré.

La méthode consiste en une évaluation objective en attribuant un coefficient pour chacun de ces 3 critères :

Tableau 36 : Mode d'attribution des coefficients

Coefficient	Intensité	Durée	Etendue
1	Faible	Occasionnelle	Locale
2	Moyenne	Temporaire	Zonale
3	Forte	Permanente	Régionale

En fonction du total des coefficients d'un impact, il est classé selon les intervalles suivants :

- *Importance majeure* : compris entre [7-9]
- *Importance moyenne* : compris entre [5-6]
- *Importance mineure* : compris entre [3-4]

Tableau 37 : Evaluation des impacts négatifs

Source d'impact	Impacts engendrés	Intensité	Durée	Etendu	Importance	
Installation de chantier	Destruction des couvertures végétales	2	1	1	4	mineure
Débroussaillage et décapage	Pollution physique	2	2	1	5	moyenne
Terrassement et construction des canaux	Risque de protestation de propriétaire terrien sur sa parcelle sur laquelle passe les canaux	2	3	2	7	majeure
Travaux de remblai et de déblai	Destruction du paysage	2	2	2	6	moyenne
	Instabilité du sol	2	2	2	6	moyenne
Construction des ouvrages	Eparpillement des sacs de ciment	1	1	2	4	mineure

Réalisation des apports bénéficiaires	Risque de conflits entre les bénéficiaires	2	2	1	5	moyenne
Mise en eau du périmètre	Risque d'érosion du talus des canaux et ses berges surtout pendant la période pluvieuse	2	3	1	6	moyenne
	Risque de conflits entre les usagers de l'eau	2	2	1	5	moyenne
Utilisation des engrais chimiques	Contamination des eaux de surface par les produits	1	2	1	4	mineure
Acte de vandalisme	Destruction des ouvrages	1	3	1	5	moyenne

Tableau 38 : Evaluation des impacts positifs

Source d'impact	Impacts engendrés	Intensité	Durée	Etendu	Importance
Réalisation des travaux par HIMO	Création temporaire d'emploi	2	2	1	5 moyenne
Aménagement des nouvelles parcelles de rizière	Extension des surfaces rizicultivables	2	3	1	6 moyenne
	Augmentation du rendement rizicole	3	3	2	8 majeure
Aménagement des nouvelles parcelles de rizière	Réduction de la pauvreté	3	3	1	7 majeure
	Amélioration des activités économiques	2	3	1	6 moyenne
Utilisation des engrais chimiques	Augmentation du rendement agricole et de la production	2	3	1	6 moyenne
	Augmentation de revenu	3	3	1	7 majeure
Entretien et gestion	Infrastructure en norme	3	3	1	7 majeure

8-5 : Mesures d'atténuation

Les mesures d'atténuation sont des procédés liés au projet qui doivent être à prendre pour atténuer les impacts négatifs sur l'environnement.

Le tableau suivant montre les mesures d'atténuation retenues

Tableau 39 : Mesure d'atténuation

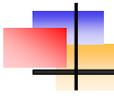
Impacts négatifs moyens et majeurs	Mesures d'insertions
Débroussaillage et décapage	Débroussailler uniquement les zones concernées par les travaux Couper au minimum possible les arbres et favoriser le reboisement dans des autres endroits.
Risque de protestation de propriétaire terrien sur sa parcelle sur laquelle passe les canaux	Persuader le/la propriétaire de terre à accepter par écrit (lettre d'acceptation) l'installation du projet pour le bien de tous
Destruction du paysage	Utiliser le produit de fouille pour remblayer Remettre en état le lieu de prélèvement au cas où le produit de fouilles n'est pas suffisant
Risque d'apparition de conflits interne entre les bénéficiaires	Information, sensibilisation et organisation des bénéficiaires
	Elaboration d'un « DINA » des Associations des Usagers de l'Eau
Risque d'érosion du talus des canaux et ses berges surtout pendant la période pluvieuse	Engazonnement des parties non revêtues par des couvertures végétales Plantation des plantes fixatrices telles que les vétivers Mettre en place des dispositifs antiérosifs appropriés sur les zones sensibles
Acte de vandalisme	Création d'une police de réseau

8-6 : Plan de gestion environnemental du projet

Le plan de gestion environnemental est un programme qui constitue la suivie et la surveillance de la réalisation de ces mesures d'atténuation pendant et après la réalisation du projet.

Tableau 40 : Plan de gestion environnemental

Phase	Mesures d'atténuation	Indicateur de suivi	Méthode de suivie	Responsable d'exécution
Avant et pendant la réalisation	Information, sensibilisation et organisation des bénéficiaires	Réunion	Argumentation	Ecoles du monde
	Débroussailler uniquement les zones concernées par les travaux	Surfaces débroussaillées	Constataion sur terrain	Bénéficiaires
	Couper au minimum possible les arbres et favoriser le reboisement dans des autres endroits	Nombre des arbres coupés et plantes reboisées	Recensement	Bénéficiaires
	Persuader le/la propriétaire de terre à accepter par écrit l'installation du projet pour le bien de tous	Signature des contrats	Lettre d'acceptation	Ecoles du monde
Après la réalisation du projet	Engazonnement des parties non revêtues par des couvertures végétales	Superficie engazonnée	Observation sur terrain	Bénéficiaires
	Plantation des plantes fixatrices telles que les vétivers	Nombre de plantes boisées	Recensement	Bénéficiaires
	Elaboration d'un « DINA » des Associations des Usagers de l'Eau	Nombre de plaintes	Enquêtes	A.U.E
	Création d'une police de réseau	Réduction des actes de vandalisme	Enquêtes	A.U.E



Chapitre 9 : IMPACTS ECONOMIQUES DU PROJET

Dans ce chapitre, nous allons considérer trois contextes économiques interdépendants engendrés par la réalisation du projet, à savoir :

- Les détails de l'économie du projet au sein des villageois
- Un aperçu économique du projet au niveau de la région
- Une approche sommaire de l'économie du projet à l'échelle nationale.

8-1 : Economie du projet au sein des villageois

Au sein des paysans, les impacts économiques du projet concernent directement leur moyen de subsistance et leur rapportent des avantages indéniables, citons à titre indicatif :

- L'accroissement de la production provoque une augmentation du revenu monétaire annuel des agriculteurs.
- La création d'emploi dans les travaux rizicoles pour la mise en valeur du nouveau périmètre.
- L'amélioration des possibilités de commercialisation du riz et des produits vivriers
- La possibilité d'une création de nouvelles activités productrices.

8-2 : Economie du projet au niveau régional.

La réalisation du projet procure des avantages non seulement au Fokontany de Manarenja mais également dans la région avoisinante :

- Compte tenu du contexte rizicole existant actuellement dans la commune rurale d'Ambalakida, le Fokontany de Manarenja pourra approvisionner les autres Fokontany de la commune et peut servir comme un Fokontany pilote pour les autres.
- L'augmentation du chiffre d'affaire des grossistes à proximité qui approvisionnent le Fokontany en matière des besoins quotidiens. Cela se traduit par le développement de l'échange commercial entre les bénéficiaires du projet et les zones avoisinantes.

8-3 : Economie du projet à l'échelle nationale

Même si ce n'est qu'un infime impact au point de vue national, néanmoins, il est à souligner que la réalisation du projet contribue à :

- la réduction du taux de pauvreté du pays
- la stabilisation de prix du riz sur le marché
- la diminution de l'importation du riz à Madagascar
- Au développement du secteur industriel comme l'industrie agro- alimentaire.

Chapitre 10 : FINANCEMENT DU PROJET

L'initiative de l'O.N.G Ecoles du monde a la vocation d'intégrer et d'enrichir tous les projets touchant le développement rural, dans un but général d'aider les communautés à assurer une évolution pérenne dans leurs villages. Pour cela, elle ne cherche pas d'en tirer des profits, mais la chose qu'elle attend en contre partie est la participation effective et équitable des villageois en vue d'atteindre cet objectif.

Dans ce cas, il ne s'avère pas nécessaire de calculer la rentabilité du projet. Néanmoins, nous essayons de donner un devis estimatif du projet dans le cas où les travaux seront confiés à une entreprise privée.

BORDEREAU DES PRIX UNITAIRES ET DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

TRAVAUX PREPARATOIRE

N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant Ariary
0.1	Installation de chantier <u>Concerne:</u> baraquement, acheminement matériaux	fft	1	2 600 000	2 600 000,00
0.2	Repli de chantier <u>Concerne:</u> repli	fft	1	1 200 000	1 200 000,00
TOTAL TRAVAUX PREPARATOIRE					3 800 000,00

RESEAU D'IRRIGATION

I- Barrage de dérivation					
N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant Ariary
1- Terrassement					
1.1	Mise en place batardeau <u>Concerne:</u> emprise de l'ouvrage	fft	1	550 000	550 000,00
1.2	Fouille d'ouvrage <u>Concerne:</u> fondation	m ³	44,4	4 560	202 464,00
Total terrassement					752 464,00
2- Béton et maçonnerie					
2.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³ <u>Concerne:</u> sous radier	m ³	3,7	157 000	580 900,00
2.2	Béton armé dosé à 350 kg/m ³ <u>Concerne:</u> corps du barrage, radier, para fouille	m ³	32,78	300 180	9 839 900,40
2.3	Coffrage en bois ordinaire <u>Concerne:</u> Ouvrage en béton	m ²	192,7	8 220	1 583 994,00
2.4	Acier pour armature <u>Concerne:</u> Ouvrage en béton armé	Kg	3278	5 280	17 307 840,00
Total Béton et maçonnerie					29 312 634,40
3- Enduit et Chape					
3.1	Enduit au mortier de ciment dosé à 400 kg/m ³ <u>Concerne:</u> corps du barrage	m ²	52,1	6 760	352 196,00

Total Chape et enduit					352 196,00
4- Divers					
4.1	Madriers 7 x 17 <u>Concerne:</u> poutrelles	U	50	15 000	750 000,00
4.2	Buses diamètre Ø 200 <u>Concerne:</u> prise principale	U	1	39 260	39 260,00
4.3	Fourniture et système de fermeture de la prise <u>Concerne:</u> prise principale	U	1	34 560	34 560,00
4.3	Pieux d'encrage <u>Concerne:</u> fondation	U	80	1 500	120 000,00
Total divers					943 820,00

TOTAL BARRAGE DE DERIVATION					31 361 114,40
-----------------------------	--	--	--	--	---------------

II- Canaux d'irrigation					
N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant Ariary
1- Terrassement					
1.1	Débroussaillage et décapage <u>Concerne:</u> emplacement des canaux	m ²	2027,79	560	1 135 562,40
1.2	Remblai compacté <u>Concerne:</u> tranchée des canaux	m ³	303,82	5 200	1 579 864,00
Total terrassement					2 715 426,40
4- Divers					
4.1	Engazonnement des berges <u>Concerne:</u> berges des canaux	m ²	2333,92	7 000	16 337 440,00
Total divers					16 337 440,00

TOTAL CANAUX D'IRRIGATION					19 052 866,40
---------------------------	--	--	--	--	---------------

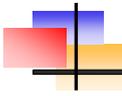
III - Ouvrages sur canaux					
Partiteur					
N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant Ariary
1- Terrassement					
1.1	Débroussaillage et décapage <u>Concerne:</u> emprise de l'ouvrage	m ²	4,1	560	2 296,00
1.2	Fouille d'ouvrage <u>Concerne:</u> fondation	m ³	0,032	4 560	145,92
1.3	Remblai compacté avec produit de déblai <u>Concerne:</u> aux abords de l'ouvrage	m ³	0,99	5 200	5 148,00
Total terrassement					7 589,92
2- Béton et maçonnerie					
2.1	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3 <u>Concerne:</u> semelle	m ³	0,008	157 000	1 256,00
2.2	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m3 <u>Concerne:</u> Corps de l'ouvrage	m ³	0,015	270 860	4 062,90
2.3	Coffrage en bois ordinaire <u>Concerne:</u> ouvrage en béton ordinaire	m ²	0,37	8 220	3 041,40

Total béton et maçonnerie					8 360,30
3- Enduit et Chape					
3.1	Enduit au mortier de ciment dosé à 400 kg/m ³ <u>Concerne:</u> corps du partiteur	m ²	0,35	6 760	2 366,00
Total Chape et enduit					2 366,00
TOTAL PARTITEUR					18 316,22
Prises sur canaux					
N°	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant Ariary
1- Terrassement					
1.1	Débroussaillage et décapage <u>Concerne:</u> emplacement de la prise	m ²	0,25	560	140,00
1.2	Remblai compacté <u>Concerne:</u> aux abords de l'ouvrage	m ³	0,06	5 200	312,00
Total terrassement					452,00
4- divers					
4.1	Fourniture et pose d'une buse de diamètre 100 mm <u>Concerne:</u> alimentation de la parcelle	U	1	20 760	20 760,00
4.2	Fourniture et pose de tuyau PVC <u>Concerne:</u> alimentation de la parcelle	ML	6	1 790	10 740,00
4.3	Bois concentrique <u>Concerne:</u> calage du tuyau PVC	Kg	2,75	540	1 485,00
Total divers					32 985,00
TOTAL PRISE SUR CANAUX					33 437,00
TOTAL QUATRE PRISES SUR CANAUX					133 748,00

RECAPITULATION

TRAVAUX PREPARATOIRE	
Installation de chantier	2 600 000,00 Ar
Repli de chantier	1 200 000,00 Ar
RESEAU D'IRRIGATION	
Barrage	31 361 114,40 Ar
Canaux d'irrigation	19 052 866,40 Ar
Ouvrages sur canaux	152 064,22 Ar
Total HTVA	54 366 045,02 Ar
TVA 20%	10 873 209,00 Ar
Total TTC	65 239 254,02 Ar

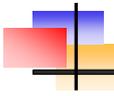
Soit la somme arrêtee à SOIXANTE ET CINQ MILLIONS DEUX CENT TRENTE NEUF MILLE DEUX CENT CINQUANTE QUATRE VIRGULE DEUX ARIARY.



Conclusion 4^e partie

L'étude d'impact de ce projet a permis de soulever les impacts négatifs probables qu'ils peuvent induire à son environnement. Beaucoup ont été recensés, mais des mesures vont être prises pour les atténuer. Par ailleurs, cette étude nous a aussi conduits à mettre en relief les impacts positifs du projet. En les comparants, on peut dire que ces derniers emportent sur les impacts négatifs du fait qu'ils sont indispensables pour l'amélioration des conditions de vie de la population.

Sur le plan économique, outre le développement qu'apporte le projet au niveau des villageois, l'avantage du projet pour les régions avoisinantes voire même à l'échelle nationale n'est pas aussi négligeable.



CONCLUSION GENERALE

A Manarenja, un village qui relève de l'autorité de la commune rurale d'Ambalakida, Sous préfecture de Majunga II, dans la Région Boeny, les villageois sont attachés à la riziculture, pourtant, leurs périmètres rizicoles ne sont pas correctement irrigués. Particulièrement celui du bas fond de Maevarano, faute de maîtrise d'eau au niveau d'irrigation, les paysans ne peuvent pas y cultiver. Alors qu'il existe à coté la rivière Maevarano, dont son débit suffit largement au besoin de la riziculture.

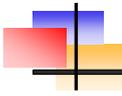
L'aide que l'ONG Ecoles du monde leur apporte donc, en réalisant le projet d'aménagement de ce bas fond, objet de ce mémoire, est vivement souhaité.

Conformément aux recommandations de l'ONG, les types d'ouvrages et de travaux projetés pour l'aménagement sont dictés à la fois par la technique appropriée et par le moyen financier. En effet, les ouvrages sont conçus d'une manière simplifiée pour aboutir à ce que les travaux d'aménagement soient réalisables en grande partie par les villageois eux-mêmes.

Sur le plan environnemental et économique, le projet apportera des solutions tangibles aux problèmes que souffrent les villageois de Manarenja, à savoir, l'amélioration de leurs conditions de vie.

Du faite qu'il s'agit plutôt d'un projet à caractère social, ainsi, le calcul de TRI n'a pas été intégré dans notre étude.

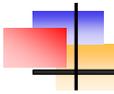
Finalement, il est à noter que l'étude terminée ne débouchera pas forcément sur les travaux d'aménagements. En effet, des problèmes apparaissent sur la réalisation des travaux. Une des questions à résoudre concerne la propriété foncière, car il se trouve que la quasi- totalité des terres concernées par les travaux appartient à une seule famille. Or l'ONG a pour but d'apporter son



aide à l'ensemble des villageois et ne souhaite pas créer de tensions en privilégiant une partie de la population. Il conviendra donc de répartir équitablement les parcelles bénéficiant des aménagements entre l'ensemble des familles. Le deuxième problème qui va apparaître est la participation effective des villageois aux travaux. En effet, le changement n'est pas dans la culture des paysans, ils sont extrêmement reculés, les traditions restent très présentes. Il faut alors qu'ils soient tous conscients des impacts positifs de tels travaux sur leurs conditions de vie.

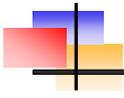
Leur implication dans l'exécution des travaux constitue d'ailleurs un élément clé pour la réussite du projet.

Etant donné l'importance que pourrait avoir une hausse significative de la production rizicole pour les paysans, l'étude mérite d'être menée.

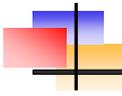


BIBLIOGRAPHIE

- ❖ ALDEGHERI - 1986 - Etude hydrologique des petits périmètres irrigués de la 1^{ère} tranche.
- ❖ Baptiste BARBIER - 2008 - Etude d'aménagements hydroagricoles sur les périmètres rizicoles des villages encadrés par Ecoles du Monde. Mémoire de soutenance de Diplôme d'Ingénieur INSA, Spécialité Topographie.
- ❖ Gérard DEGOUTTE - Petits barrages, recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. Comité français des grands barrages ENGREF.
- ❖ E. VANOMARO - 2000 - Projet d'aménagement hydroagricole du micro périmètre irrigué d'Ambalafamafa, Commune rurale de Nosy Varika.
- ❖ Jean Donnée RASOLOFONIAINA - 2003 - Formation dans le domaine de technique en matière de Micro-Périmètre Irrigué.
- ❖ Jean VERDIER et Jean Louis MILLO - maintenance des périmètres irrigués. Technique rurale en Afrique, Ministère de la coopération et du développement.
- ❖ J. DOORENBOS - Les besoins en eau des cultures FAO. Bulletin n°24.
- ❖ Louis DURET - 1977 - Estimation des débits de crue à Madagascar. Fonds d'aide et de coopération de la République Française.
- ❖ Marc LACHARME - 2001 - Manuel technique de riziculture. Fascicule 1.
- ❖ Maurice POIREE et Charles OLIVIER - Irrigation, bibliothèque de l'institut de topométrie du conservatoire international.
- ❖ M. RAUNET - Les terroirs rizicoles des hautes terres de Madagascar, environnement physique et aménagement.
- ❖ Nicolas FERRATON - 2004 - Etude d'un périmètre irrigué en voie de réhabilitation dans la province de Beheira, Delta du Nil Egypte.
- ❖ P. CHAPERON et J. DANLOUX - 1993 - Fleuves et rivières de Madagascar. ORSTOM.
- ❖ Sylvain BERTON - la maîtrise des crues dans les bas fond, petits et micro barrages en Afrique de l'Ouest, coopération française.
- ❖ V. BAUZIL - 1952 - Traité d'irrigation - Editions Eyrolles.



ANNEXES



ANNEXE 1 : ETUDES PLUVIOMETRIQUES

❖ Pluviométrie moyenne annuelle et mensuelle

- La pluviométrie moyenne interannuelle est obtenue par la formule :

$$\bar{P} = \frac{\sum P_i}{N}$$

Dans laquelle :

\bar{P} : Pluviométrie moyenne interannuelle

P_i : pluviométrie moyenne annuelle

N : Nombre d'année d'observation

- Pluviométrie moyenne mensuelle

La pluviométrie moyenne mensuelle s'obtient en faisant la somme des pluies moyennes du mois concerné sur le nombre d'années d'observation.

- Ecart type

L'écart type est obtenu par l'expression :

$$s = \sqrt{\frac{\sum (P_i - \bar{P})^2}{N - 1}}$$

Avec :

σ : Ecart type

\bar{P} : Pluviométrie moyenne interannuelle

P_i : pluviométrie moyenne annuelle

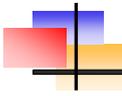
N : Nombre d'année d'observation

Après calcul, on trouve $\sigma = 350.71$

- Pluviométrie sèche de différentes fréquences

La pluviométrie sèche de différentes fréquences est obtenue par la formule :

$$P_F = \bar{P} - U_F \cdot s$$



Pluviométrie sèche de différentes fréquences

Période T	5	10	20	25	50
Fréquence F	0,2	0,1	0,05	0,04	0,02
U_F	0,84	1,28	1,64	1,75	2,05
P_F [mm]	1271,8	1117,5	991,3	952,7	847,5

Pour l'irrigation, la fréquence de besoin de calcul est la fréquence quinquennale.

- Pluviométrie quinquennale sèche mensuelle

La pluviométrie quinquennale sèche du mois considéré est obtenue par la relation :

$$P_{0,2i} = P_{0,2} \cdot \frac{\bar{P}_i}{\bar{P}}$$

Dans laquelle :

$P_{0,2i}$: Pluviométrie quinquennale sèche du mois i

$P_{0,2}$: Pluviométrie quinquennale sèche de l'année

\bar{P}_i : Pluviométrie moyenne mensuelle

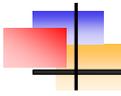
\bar{P} : Pluviométrie moyenne interannuelle

PLUVIOMETRIE MOYENNE A LA STATION DE MAJUNGA

Années	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Annuelle
1975	307,8	132,3	147,1	63,5	0,4	0	0,8	0	0	13,6	70,3	157,5	893,3
1976	534,4	224,9	182,4	7,3	18	0	0	1,5	17,3	2,2	154,3	184,4	1326,7
1977	318,7	1053,2	120,8	20,1	4,6	0	1,6	1,8	0	14	63	209,6	1807,4
1978	509,4	240,2	203,4	4,4	0	0,1	1,1	0	0	18,7	116,2	443,3	1536,8
1979	248,5	702,5	79,6	35,4	0,6	0	1,7	0,2	0	110,6	213,5	181	1573,6
1980	294,6	164,3	524,3	254,2	11,5	6	1,4	0	13,8	11,1	60,8	263,4	1605,4
1981	322,9	639,1	180,3	1,1	0,1	0	0	5,4	0	12,4	216,5	86,1	1463,9
1982	474,7	223,3	446,6	59,4	0	0	10,7	0,4	1,3	27,2	302,8	331,2	1877,6
1983	406	331,4	253,8	40,6	0	1,8	0	0,3	0	0,2	180,2	526,2	1740,5
1984	589,1	720	221	307,3	0	0	0	2,2	0	4,8	18,2	357	2219,6
1996	627,4	370,3	361	25,6	0	0	0	0	1	7,1	46,1	201,3	1639,8
1997	710,5	294,1	153,4	9,9	0,3	2,3	0	1	0	26,6	125,4	232,8	1556,3
1998	214,5	839,6	25,5	33,7	7	0	0	7,1	0,8	4,4	172,2	370,3	1675,1
1999	240,1	362,9	116,6	25,4	0	0	2,8	2,1	0,4	8,7	23,4	782,4	1564,8
2000	555,9	559,3	29,5	120,5	0,2	0,3	1,8	2,8	0	4,4	99,4	192,2	1566,3
2003	635,2	295,3	94,7	86,7	0,9	6,5	0	0	1,4	9	93,4	294,9	1518
2004	863,1	208,6	344,5	53,3	10,2	0,1	0	0	5	17,5	212,7	520,9	2235,9
2005	139,5	120,8	191,2	1	2	0	19,4	0,5	4,2	0	38,8	308,7	826,1
2006	272,7	386	145,8	0	15,5	0	0	0	0	0	224,6	91	1135,6
2007	333,6	495,4	292,9	6,5	0	0	0	0	6,7	27,9	157,4	245,1	1565,5
Moyenne	429,9	418,2	205,7	57,8	3,6	0,9	2,1	1,3	2,6	16,0	129,5	299,0	1566,4

Source : Météorologie Nationale

P_{0,2} sèche	349,1	339,5	167,0	46,9	2,9	0,7	1,7	1,0	2,1	13,0	105,1	242,7
------------------------------	-------	-------	-------	------	-----	-----	-----	-----	-----	------	-------	-------

❖ Pluviométrie maximale journalière

PLUVIOMETRIE MAXIMALE DE 24 h A LA STATION DE MAJUNGA

Année	P _{max} 24h	Année	P _{max} 24h
1948	96	1963	65,2
1949	125,7	1964	171,3
1950	72,4	1965	81,9
1951	99,6	1966	188,5
1952	274	1967	85,5
1953	106,9	1968	113,2
1954	118,6	1969	245,2
1955	189,3	1970	101,1
1956	109,6	1971	103,6
1957	177	1972	154
1958	364,6	1973	132,2
1959	318	1974	77,7
1960	188,5	1975	44,3
1961	205	1976	106
1962	138,4	1977	255,9

Source : Météorologie nationale

Les calculs de la moyenne et l'écart type sont obtenus comme les formules indiquées auparavant :

$$\bar{P}_{\max} = 150.31 \text{ [mm]} \quad \text{et} \quad s = 77.88$$

A partir de ces données, l'estimation de la valeur des pluviométries maximales de 24h de différentes fréquences est faite en utilisant la loi de GUMBEL ou loi de doublement exponentielle qui est la plus fréquemment utilisée pour l'étude des valeurs extrêmes d'un échantillon.

Elle est caractérisée par la fonction de répartition : $F(u) = e^{-e^{-u}}$

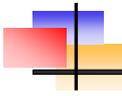
Où u est la variable réduite, $u = a(P - P_0)$

$$\text{Avec } a = \frac{1}{0,780s} \quad \text{et} \quad P_0 = \bar{P} - 0.45s$$

Le Gradex s'exprime par $a_G = \frac{1}{a}$

Ainsi, on a les résultats suivants :

Moyenne \bar{P} (mm)	Ecart type σ	Gradex a_G	Variable de position P_0
150.31	77.88	60.74	115.26



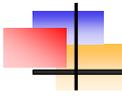
Les pluies des diverses fréquences sont déterminées par la formule :

$$P_F = \frac{- \text{Ln}(- \text{Ln}F)}{a} + P_0$$

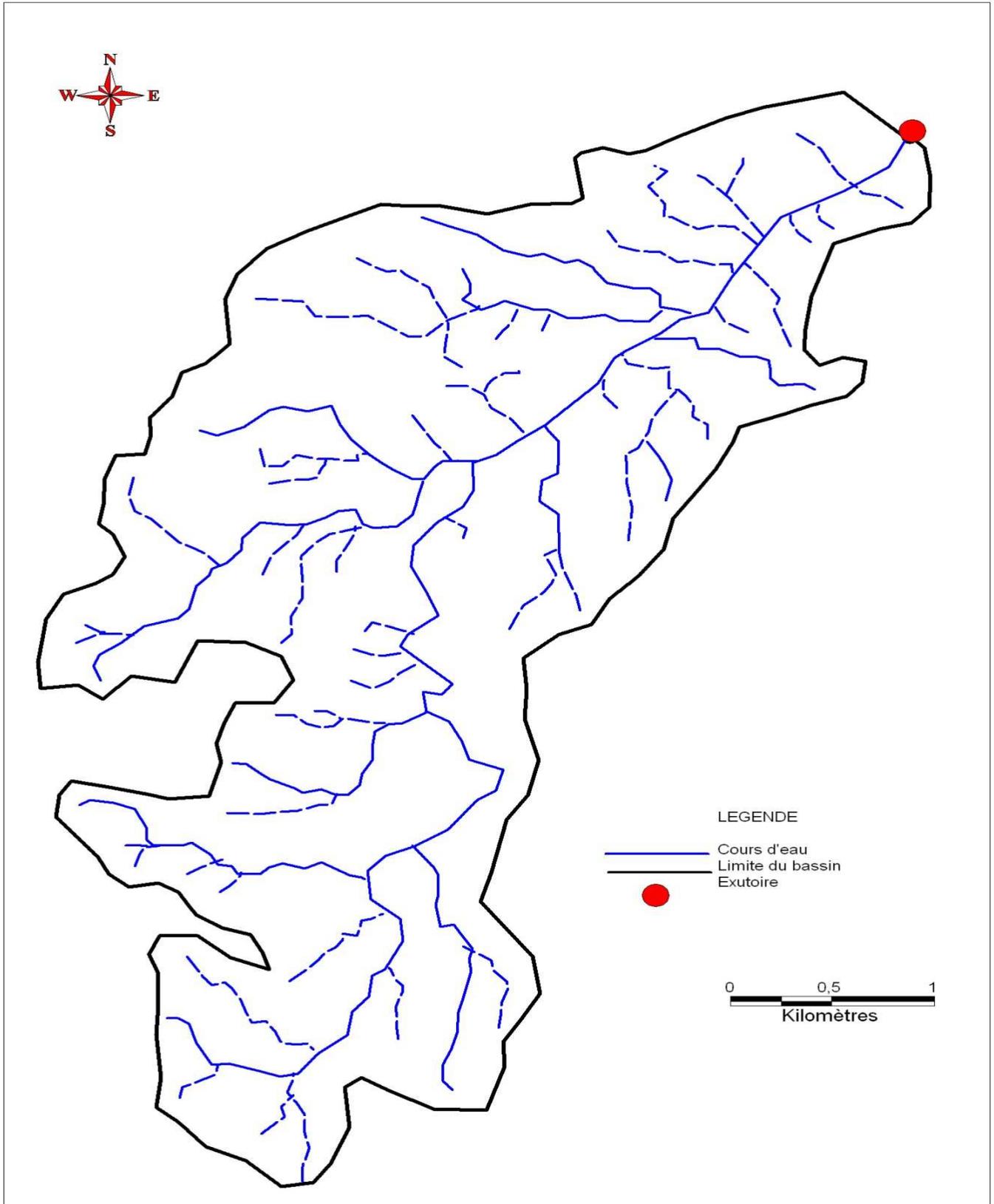
$$\text{Où } F = 1 - \frac{1}{T}$$

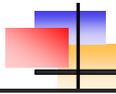
Pluviométries maximales de 24h de différentes fréquences

Période de retour	5	10	20	25	50
fréquence	0,8	0,9	0,95	0,96	0,98
U_F	1,5	2,25	2,97	3,199	3,902
$P_{24\text{max}}$ [mm]	206	252	296	310	352



ANNEXE 2 : LE BASSIN VERSANT DE MAEVARANO



**ANNEXE 3 : CALCUL DES BESOINS EN EAU**

Pour le calcul des besoins en eau de la plante, la méthode classique et celle du logiciel CROPWAT sont considérées. Pour cela, il faut connaître les paramètres qui y sont mis en jeu comme la durée de la phase de croissance, le coefficient cultural K_c , la superficie de la pépinière, l'apport pour la préparation du sol pris égal à 180 mm et le taux de percolation égal à 1,5 mm/j.

❖ Méthode de la formule classique

Les différentes étapes à suivre pour le calcul des besoins en eau en utilisant la méthode classique sont :

✓ Calcul de l'évapotranspiration potentielle ETP

Les valeurs de l'ETP ont été calculées par la formule de Penman- Monteith données par le logiciel CROPWAT même.

Les paramètres pris en compte dans le calcul sont : la température, l'humidité relative, la vitesse du vent, l'insolation, et la radiation solaire.

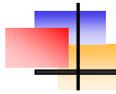
Ces différents paramètres météorologiques sont obtenus auprès de la F.A.O puisque les stations météorologiques présentes sur les sites d'Ecoles du monde ne fournissent que la pluviométrie.

Caractéristique du climat des villages terres encadrés par l'ONG Ecoles du monde

Latitude: -15,70 ° **Longitude:** 46,63° **Elévation:** 98 m

MOIS	Température moyenne [°C]	Température maximale [°C]	Température minimale [°C]	Humidité relative [%]	Vitesse du vent [m/s]	Insolation [%]
Janvier	26,9	30,7	23,1	82,3	2,2	52
Février	26,9	30,5	23,3	84,2	2,2	52,1
Mars	27,3	31,5	23,1	81,3	2,1	63,6
Avril	27,2	32	22,5	76,1	1,9	75,2
Mai	25,9	31,4	20,4	70,8	2,2	81,9
Juin	24,4	30,3	18,5	67,4	2,5	81,9
Juillet	24	30,1	17,9	67,2	2,8	81,2
Août	24,4	30,7	18,2	65,3	2,8	82,5
Septembre	25,3	31,4	19,2	66,2	2,8	83,4
Octobre	26,7	32	21,5	69,1	2,8	81
Novembre	27,3	31,7	22,9	74,3	2,6	72,9
Décembre	27	30,9	23,1	80,4	2,2	56

Source: Food and Agriculture Organization



Valeurs de l'évapotranspiration potentielle en [mm/j]

MOIS	Température maximale [°C]	Température minimale [°C]	Humidité relative [%]	Vitesse du vent [km/j]	Insolation [heure]	Radiation MJ/m ² .j	ET _O Penman [mm/j]
Janvier	30,7	23,1	82	190	6,7	13,84	4,53
Février	30,5	23,3	84	190	6,5	13,5	4,34
Mars	31,5	23,1	81	181	7,7	13,59	4,54
Avril	32	22,5	76	164	8,8	12,54	4,46
Mai	31,4	20,4	71	190	9,2	10,52	4,15
Juin	30,3	18,5	67	216	9,1	8,99	3,92
Juillet	30,1	17,9	67	242	9,1	9,33	4,1
Août	30,7	18,2	65	242	9,5	11,2	4,71
Septembre	31,4	19,2	66	242	9,9	13,69	5,37
Octobre	32	21,5	69	225	10	15,56	5,82
Novembre	31,7	22,9	74	190	9,3	15,88	5,59
Décembre	30,9	23,1	80	210	7,2	14,3	4,75
Année	31,1	21,1	74	207	8,6	12,7	1712

✓ Pluviométrie quinquennale sèche mensuelle

Cette étape est déjà vue dans l'étude pluviométrique de l'annexe 1.

✓ Pluviométrie efficace

La pluie efficace est fonction de la pluviométrie tombée dans la zone d'étude. Elle est calculée à l'aide de la formule :

$$P_e = \min (0,8 \times P_{0,2s} ; 100) \text{ [mm / mois]}$$

Dans laquelle : $P_{0,2s}$ est la pluviométrie quinquennale sèche en [mm]

Valeurs des pluies efficaces

Mois	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
Pe [mm /mois]	100	100	100	40	2.3	0.4	1.3	0.8	1.7	10.4	84.1	100

✓ Coefficient cultural

En supposant qu'il n'y a pas d'étalement de repiquage et que le repiquage commence le 1^{er} Janvier, les coefficients culturaux pour les 4 mois de cultures sont :

Janvier	Février	Mars	Avril
1.1	1.1	1	0.8

✓ Besoins liés à la pratique culturale

Mise en boue : La mise en boue est quelques jours avant le repiquage, on ramène une quantité d'eau de l'ordre de 150 mm / m² pour cette opération.

Remplissage des clos : Cette phase consiste à avoir un plan d'eau uniforme dans la rizière, on cherche donc à avoir une lame d'eau constante de 100 mm au dessus du profil.

Mise à sec : Il y a un rajout de 100 mm en terme de besoin en eau pour ramener les 100 mm après le sarclage.

Entretien : La quantité d'eau nécessaire à l'entretien est de l'ordre de 50 mm.

Résultats des calculs du besoin en eau

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril
P _{0,2} [mm]	381,1	316,9	162,2	50,1
Pe [mm]	100	100	100	40
E.T.P [mm]	140,4	121,5	140,7	133,8
Kc	1,1	1,1	1	0,8
BP [mm]	54,5	33,7	40,7	67
MB [mm]	150			
RP [mm]	100			
ASSEC [mm]		100		
EN [mm]			50	50
BN [mm]	304,5	133,7	90,7	117
BN[m ³ /ha]	3045	1337	907	1170
BB [m ³ /ha]	6089	2673	1815	2341
Nombre de jours	31	28	31	30
dfc [l/s/ha]	2,3	1,1	0,7	0,9

❖ Logiciel CROPWAT

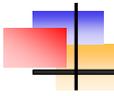
Avec ce logiciel, il suffit d'insérer les données de la station climatique considérées ou mêmes d'exploiter les données déjà enregistrées dans le disque pour les stations prescrites.

Pour les besoins en eau de la riziculture, les phases culturales sont les suivantes :

- ✓ Pépinière : 30 jours
- ✓ Préparation du sol : 20 jours
- ✓ Phase initiale correspondant à la période de repiquage [A] : 20 jours
- ✓ Phase de développement [B] : 30 jours
- ✓ Mi-saison [C] : 40 jours
- ✓ Arrière saison [D] : 30 jours

Le tableau suivant présente le résultat du logiciel

Mois	Décade	Phase	Coefficient K _C	ETcult. [mm/j]	Besoins d'irrigation	
					[mm/j]	[mm/déc]
Décembre	1	PEPINIERE	1.20	0.61	2.24	22.4
	2	PREPARATION	1.15	1.79	9.30	93
	3	PREPARATION	1.05	3.82	10.50	105
Janvier	1	A	1.00	4.60	2.77	27.7
	2	A	1.00	4.50	2.67	26.7
	3	B	1.01	4.47	2.64	26.4
Février	1	B	1.03	4.48	2.64	26.4
	2	B	1.04	4.48	2.65	26.5
	3	C	1.05	4.59	2.75	27.5
Mars	1	C	1.05	4.65	2.69	26.9
	2	C	1.05	4.73	2.69	26.9
	3	C	1.05	4.73	3.45	34.5
Avril	1	D	1.01	4.54	3.84	38.4
	2	D	0.92	4.16	3.89	38.9
	3	D	0.84	3.70	3.35	33.5
Total				598		581



ANNEXE 4 : JAUGEAGE DU COURS D'EAU MAEVARANO

Les séjours en brousse effectués à la fin du mois de Mars 2009, ont permis d'effectuer 4 jaugeages au moulinet de la rivière.

Le moulinet employé lors du jaugeage a les caractéristiques suivantes (Moulinet type 1) :

Expression de la vitesse:

$$v = 0,0637 n + 0,012 \text{ si } n < 2,68$$

$$v = 0,0555 n + 0,034 \text{ si } 2,68 < n < 10,67$$

$$v = 0,0540 n + 0,050 \text{ si } n > 10,67$$

Dans laquelle : v est la vitesse en m/s et n étant le nombre de tour de l'hélice par seconde.

La connaissance de la vitesse de l'eau et la section mouillée donnent une valeur de débit correspondant à la hauteur d'eau observée.

Date: 18 mars 2009

Lit de la rivière: 7,80 m

Limnimètre: 14 cm

Distance % rive	Hauteur d'eau [cm]	Profondeur [cm]	Nombre de tour	Temps [s]	n[tour/s]	Vitesse [m/s]	Vitesse moyenne [m/s]	Surface d'influence [m ²]	Débit partiel q=V.S [m ³ /s]
0,4	12	5	189	30	6,300	0,384	0,370	0,087	0,032
		10	174	30	5,800	0,356			
1,4	14	5	201	30	6,700	0,406	0,376	0,141	0,053
		10	169	30	5,633	0,347			
2,4	17	5	170	30	5,667	0,349	0,353	0,156	0,055
		10	172	30	5,733	0,352			
		15	175	30	5,833	0,358			
3,4	9	5	109	30	3,633	0,236	0,236	0,099	0,023
4,4	8	5	150	30	5,000	0,312	0,312	0,084	0,026
5,4	9,5	5	179	30	5,967	0,365	0,365	0,098	0,036
6,4	10,5	5	126	30	4,200	0,267	0,267	0,093	0,025
7,4	4	2	58	30	1,933	0,135	0,135	0,036	0,005

Débit total = **0,255** m³/s ou 255 l/s

Date: 19 mars 2009

Lit de la rivière: 16,15 m

Limnimètre: 27 cm

Distance % rive	Hauteur d'eau [cm]	Profondeur [cm]	Nombre de tour	Temps [s]	n[tour/s]	Vitesse [m/s]	Vitesse moyenne [m/s]	Surface d'influence [m ²]	Débit partiel q=V.S[m ³ /s]
0,4	24	10	244	30	8,133	0,485	0,497	0,158	0,078
		20	256	30	8,533	0,508			
1,4	16	5	253	30	8,433	0,502	0,503	0,173	0,087
		10	254	30	8,467	0,504			
2,4	18	5	203	30	6,767	0,410	0,411	0,180	0,074
		10	207	30	6,900	0,417			
		15	202	30	6,733	0,408			
3,4	20	5	229	30	7,633	0,458	0,442	0,188	0,083
		10	225	30	7,500	0,450			
		15	207	30	6,900	0,417			
4,4	12,5	5	157	30	5,233	0,324	0,312	0,131	0,041
		10	144	30	4,800	0,300			
5,4	10	5	190	30	6,333	0,386	0,386	0,103	0,040
6,4	10	5	116	30	3,867	0,249	0,249	0,100	0,025
7,4	10	5	219	30	7,300	0,439	0,439	0,098	0,043
8,4	8	5	190	30	6,333	0,386	0,386	0,093	0,036
9,4	16	5	174	30	5,800	0,356	0,360	0,145	0,052
		10	174	30	5,800	0,356			
10,4	15	5	244	30	8,133	0,485	0,472	0,156	0,073
		10	229	30	7,633	0,458			
11,4	18,5	5	270	30	9,000	0,534	0,502	0,181	0,091
		10	261	30	8,700	0,517			
		15	228	30	7,600	0,456			
12,4	19	5	288	30	9,600	0,567	0,503	0,188	0,095
		10	269	30	8,967	0,532			
		15	203	30	6,767	0,410			
13,4	18	5	294	30	9,800	0,578	0,522	0,174	0,091
		10	269	30	8,967	0,532			
		15	229	30	7,633	0,458			
14,4	12	5	174	30	5,800	0,356	0,298	0,173	0,051
		10	111	30	3,700	0,239			

Débit total = **0,960** m³/s ou 960 l/s

Date: 20 mars 2009

Lit de la rivière: 14,65 m

Limnimètre: 19 cm

Distance % rive	Hauteur d'eau [cm]	Profondeur [cm]	Nombre de tour	Temps [s]	n[tour/s]	Vitesse [m/s]	Vitesse moyenne [m/s]	Surface d'influence [m ²]	Débit partiel q=V.S[m ³ /s]
0,4	14	5	136	30	4,533	0,286	0,258	0,096	0,025
		10	106	30	3,533	0,230			
1,4	11	5	218	30	7,267	0,437	0,437	0,120	0,052
2,4	16	5	228	30	7,600	0,456	0,398	0,145	0,058
		10	165	30	5,500	0,339			
3,4	9	5	163	30	5,433	0,336	0,336	0,096	0,032
4,4	7	5	119	30	3,967	0,254	0,254	0,070	0,018
5,4	5	3	136	30	4,533	0,286	0,286	0,050	0,014
6,4	3							0,031	
7,4	2							0,026	
8,4	5,5	3	107	30	3,567	0,232	0,232	0,056	0,013
9,4	10	5	150	30	5,000	0,312	0,312	0,094	0,029
10,4	10	5	158	30	5,267	0,326	0,326	0,100	0,033
11,4	10	5	155	30	5,167	0,321		0,109	
12,4	17	5	191	30	6,367	0,387	0,345	0,164	0,057
		10	175	30	5,833	0,358			
		15	139	30	4,633	0,291			
13,4	19	5	229	30	7,633	0,458	0,458	0,180	0,082
		10	227	30	7,567	0,454			
		15	232	30	7,733	0,463			
14,4	13	5	152	30	5,067	0,315	0,294	0,089	0,026
		10	129	30	4,300	0,273			

 Débit total = **0,440 m³/s** Ou 440 l/s

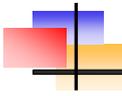
Date: 21 mars 2009

Lit de la rivière: 14,60 m

Limnimètre: 16 cm

Distance % rive	Hauteur d'eau [cm]	Profondeur [cm]	Nombre de tour	Temps [s]	n[tour/s]	Vitesse [m/s]	Vitesse moyenne [m/s]	Surface d'influence [m ²]	Débit partiel q=V.S[m ³ /s]
0,4	10,5	5	106	30	3,533	0,230	0,230	0,073	0,017
1,4	10	5	149	30	4,967	0,310	0,310	0,102	0,032
2,4	11	5	187	30	6,233	0,380	0,380	0,103	0,039
3,4	6	3	110	30	3,667	0,238	0,238	0,065	0,015
4,4	5	3	100	30	3,333	0,219	0,219	0,052	0,011
5,4	5,5	3	80	30	2,667	0,182	0,182	0,049	0,009
6,4									
7,4									
8,4	5,5	3	101	30	3,367	0,221	0,221	0,044	0,010
9,4	2							0,031	
10,4	7	5	107	30	3,567	0,232	0,232	0,056	0,013
11,4	7	5	166	30	5,533	0,341	0,341	0,036	0,012
12,4	15	5	199	30	6,633	0,402	0,403	0,139	0,056
		10	200	30	6,667	0,404			
13,4	20	5	247	30	8,233	0,491	0,434	0,185	0,080
		10	227	30	7,567	0,454			
		15	175	30	5,833	0,358			
14,4	13	5	147	30	4,900	0,306	0,302	0,087	0,026
		10	143	30	4,767	0,299			

Débit total = **0,320** m³/s ou 320 l/s



On obtient les résultats suivants selon la hauteur d'eau observée :

Débit [m ³ /s]	Hauteur d'eau [m]
0,255	0,14
0,32	0,16
0,44	0,19
0,96	0,27

A partir de ces points caractéristiques, une courbe de tarage Q(H) peut être dressée. Après on ajuste une équation de tarage en fonction de ces points caractéristiques :

$$Q = a.H^\alpha$$

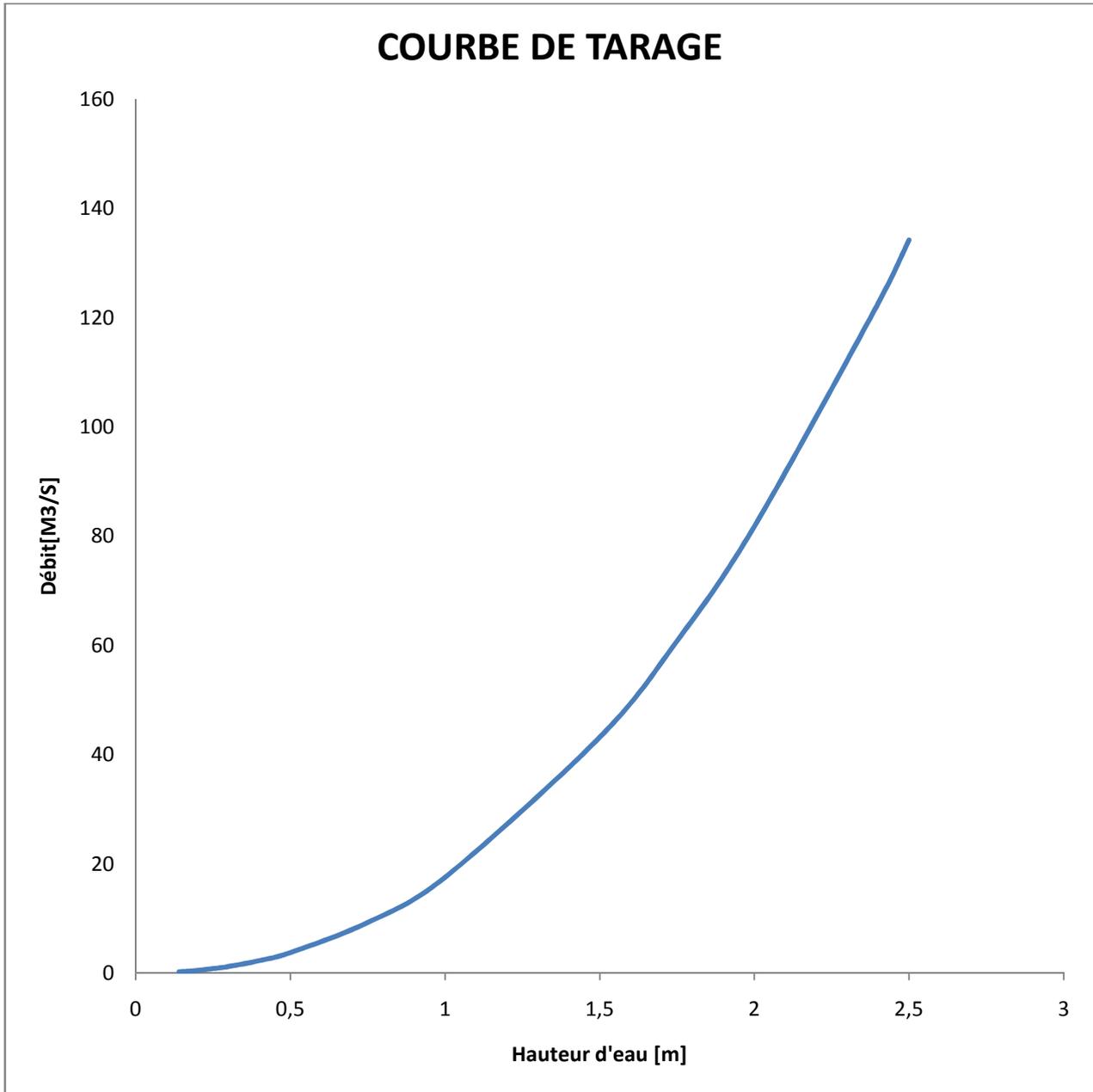
Avec : Q est le débit de la rivière en fonction de la hauteur d'eau [m³/s]

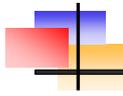
H : hauteur d'eau observée [m]

a et α sont des constantes déterminées à partir des points expérimentaux.

Après calcul, on trouve :

- a = 17.56
- α = 2.22



**ANNEXE 5 : STABILITE DU BARRAGE**

DESIGNATION	FORCES	Bras de levier par rapport à O	Moment par rapport à O	Bras de levier par rapport à G	Moment par rapport à G
	Valeurs [kg]	Valeurs [m]	Valeurs [kg.m]	Valeurs [m]	Valeurs [kg.m]
Poids du barrage					
G1	618,75	3,25	2010,94	1,25	773,44
G2	1113,75	2,4	2673	0,4	445,50
G3	540	2	1080	0	0,00
G4	405	3,9	1579,5	1,9	769,50
G5	255	0,1	25,50	1,9	484,50
G6	30	0,1	3,00	1,9	57,00
Somme	2962,5		7371,94		
Poids de l'eau sur le barrage					
Ge	457,5	3,75	1715,63	1,75	800,63
Poussée de l'eau					
P1	693	2,33	1611,23	0,33	225,23
P2	408,38	2,05	837,17	0,05	20,42
Somme	1101,38		2448,39		
Sous pression					
U1	600	2	1200	0,00	0,00
U2	615	2,67	1640	0,67	410,00
Somme	1215		2840		

Moment stabilisant 9087,56

Moment renversant 5288,39

Coefficient glissement 1,20

Coefficient renversement 1,72

**ANNEXE 6 : CALAGE HYDRAULIQUE**

- ❖ Le calage d'un canal consiste à déterminer la section qui permet de véhiculer le débit maximal.

Les équations utilisées sont :

$$\begin{aligned} \square S &= bh + mh^2 \\ \square P &= b + 2h\sqrt{1 + m^2} \\ \square R &= \frac{S}{P} \\ \square Q &= K.S.R^{2/3}.I^{1/2} \end{aligned}$$

Dans lesquelles :

Q : débit nominal du canal [m^3/s]

K : Coefficient de Manning-Strickler ou rugosité

S : Section mouillée [m^2]

R: Rayon hydraulique [m]

I: Pente longitudinale du canal [m/m]

Pour notre cas, K = 35 car les canaux projetés sont des nouveaux canaux.

Q_n est le débit nominal des canaux.

Calage hydraulique

Q_n	b	h	S	P	R	K	I	Q_c	dQ / Q
0,025	0,25	0,25	0,13	0,96	0,13	35	0,0005	0,025	0,007
0,015	0,20	0,25	0,08	0,76	0,11	35	0,0005	0,014	-0,046
0,010	0,15	0,24	0,06	0,69	0,09	35	0,0005	0,011	0,049
0,005	0,10	0,2	0,04	0,55	0,07	35	0,0005	0,005	0,086

- ❖ **Détermination du plan d'eau voulu pour les prises :**

La cote du plan d'eau dans la prise est la valeur maximale entre :

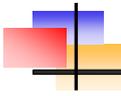
$$\text{Cote TNPH} + 10 \text{ cm} + 10 \text{ cm} + \Delta H \text{ et}$$

$$\text{Cote TNPH} + 30 \text{ cm}$$

Dans lesquelles :

TNPH est la cote du terrain naturel plus haute

10 cm : lame d'eau utile pour la submersion de la rizière



10 cm : perte de charge au niveau de la prise

ΔH : Dénivelée entre Terrain naturel de la prise (fond canal) et TNPH.

Donc, si la dénivelée est petite < 10 cm, on prend TNPH + 30 cm.

Canaux	Prises	Superficie desservie [Ha]	Cote de la prise [m]	Hauteur d'eau canal [m]	Cote TNPH [m]	Dénivelée [m]	Plan d'eau voulu [m]
Canal Ouest	PM 627	4	62.75	0.25	62.53	0.22	62.95
	PM 606	2	62.60	0.2	62.49	0.11	62.80
Canal Est	PM 640	2	62.70	0.24	62.51	0.19	62.90
	Pm 660	2	62.54	0.2	62.43	0.11	62.74

❖ Pour le calage des prises, la formule utilisée est celle la formule de débit à travers un orifice :

$$Q = \mu S \cdot \sqrt{2gDh}$$

Avec : Q est le débit nominal calibré en $[m^3/s]$

S : Aire de l'orifice $[m^2]$

μ : Coefficient de contraction ou de débit pris égal à 0,6

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

Δh : Différence de cote entre :

- Le niveau d'eau en amont de la prise et le centre de la section de la prise pour un orifice dénoyé
- Le niveau d'eau en amont et le niveau d'eau en aval pour un orifice noyé.

Pour faire le calage, on cherche toujours à mettre un orifice dénoyé, c'est-à-dire

$Dh = \text{charge en amont}$

D'où, on peut déterminer la section S puis le diamètre D par les formules :

$$S = \frac{Q}{\mu \sqrt{2gDh}} \quad D = \sqrt{\frac{4S}{p}}$$

$Q_n [m^3/s]$	μ	D [m]	S $[m^2]$	Δh [m]
0,01	0,6	0,097	0,007	0,25
0,005	0,6	0,073	0,004	0,20
0,005	0,6	0,070	0,004	0,24
0,005	0,6	0,073	0,004	0,20

Or, les diamètres ainsi trouvés ne sont pas vendus sur le marché, On revient donc à caler une nouvelle fois la prise en considérant un diamètre figurant dans le catalogue des tuyaux.

Pour cela, on cherche de nouveau la charge amont $\Delta h'$.

Tableau : Catalogue des tuyaux PVC.

Diamètre extérieur [mm]	Epaisseur [mm]	Pression [bar]	Masse linéique [Kg/ml]
90	4.3	10	1.78
110	5.3	10	2.66
125	6	10	3.4

Source : PLASCOM

Q_n [m ³ /s]	μ	D [mm]	S [m ²]	$\Delta h'$ [m]
0,01	0,6	0,113	0,010	0,14
0,005	0,6	0,081	0,005	0,13
0,005	0,6	0,081	0,005	0,13
0,005	0,6	0,081	0,005	0,13

Après avoir déterminé la valeur de la charge en amont, on revient à positionner la buse.

❖ Dimensionnement du partiteur

Les seuils d'un partiteur fonctionnent comme un déversoir dont les formules sont :

$$Q = m.L.\sqrt{2g}.h^{3/2}$$

$$Q_1 = m.L_1.\sqrt{2g}.h_1^{3/2}$$

$$Q_2 = m.L_2.\sqrt{2g}.h_2^{3/2}$$

$$\text{Où } h = h_1 = h_2 \text{ et } Q = Q_1 + Q_2$$

Avec : Q est le débit en amont à partager égal à 25 l/s.

Q_1 et Q_2 respectivement les débits dans les deux canaux d'ordres inférieurs.

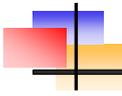
$$Q_1 = 15 \text{ l/s et } Q_2 = 10 \text{ l/s}$$

Pour une charge h fixée à 10 cm, on a :

$$Q = m.L.\sqrt{2g}.h^{3/2} \text{ ® } L = \frac{Q}{m.\sqrt{2g}.h^{3/2}}$$

Après application numérique : $L = 0.44 \text{ m}$

$$\text{Or } Q = Q_1 + Q_2 \text{ ® } L = L_1 + L_2$$



De plus, l'équation de proportionnalité donne :

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{L_1}{L_2}$$

D'où $0,015 L_2 = 0,010 L_1$

On a alors 2 équations à 2 inconnues :

$$\begin{cases} 0.44 = L_1 + L_2 \\ 0.015L_2 = 0.010L_1 \end{cases}$$

Après résolution, on a :

$$L_1 = 26.4 \text{ cm} \quad \text{et} \quad L_2 = 17.6 \text{ cm}$$

Hauteur du seuil H_s :

La hauteur du seuil H_s est donnée par la relation :

$$H_s = H_A - r - h$$

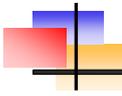
Où H_A est la hauteur du canal en amont du partiteur

r : revanche du canal en amont

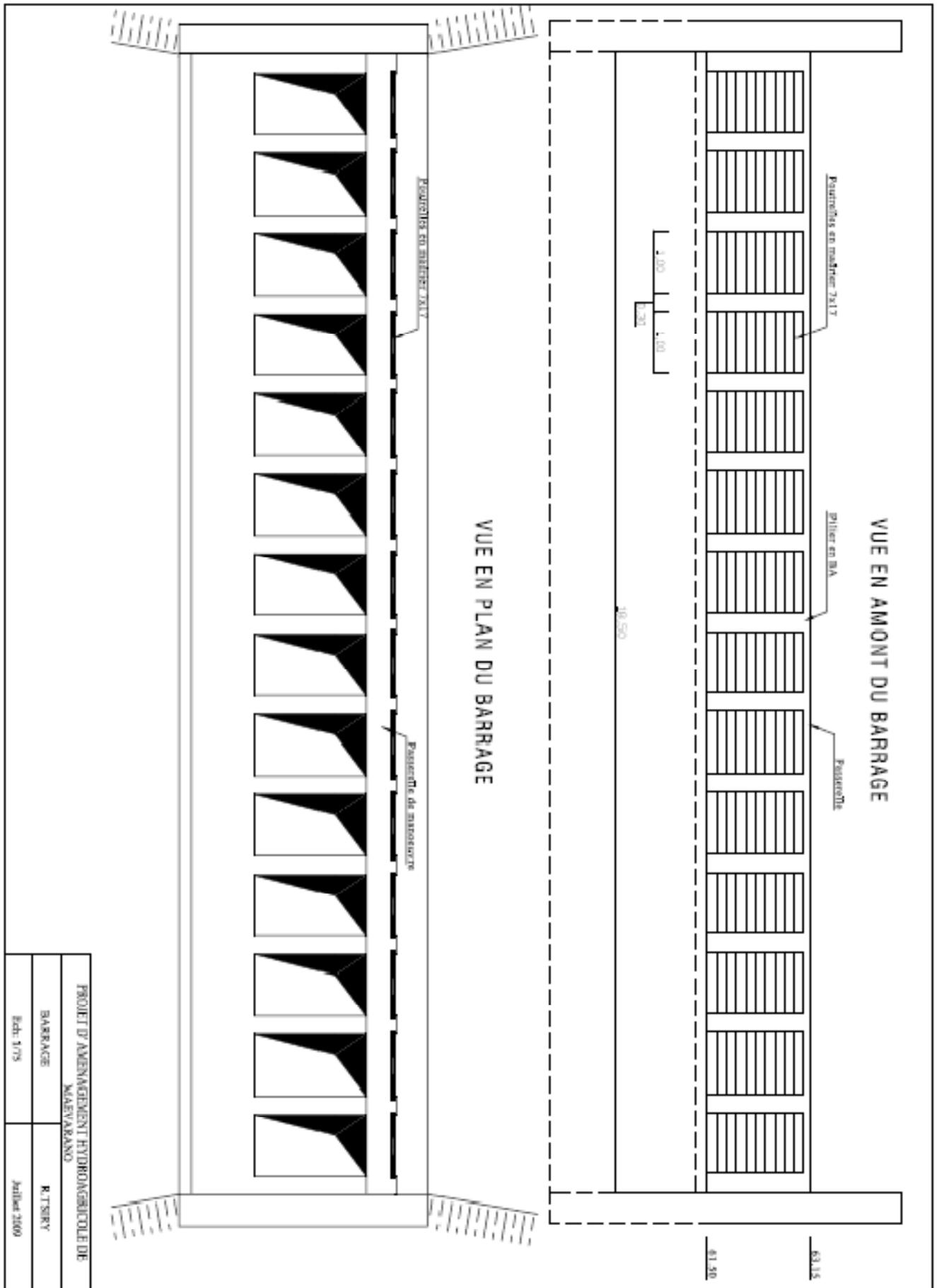
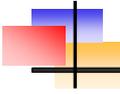
h : charge au dessus du seuil

Pour $H_A = 0.35 \text{ m}$; $r = 0.10 \text{ m}$; $h = 0.10 \text{ m}$

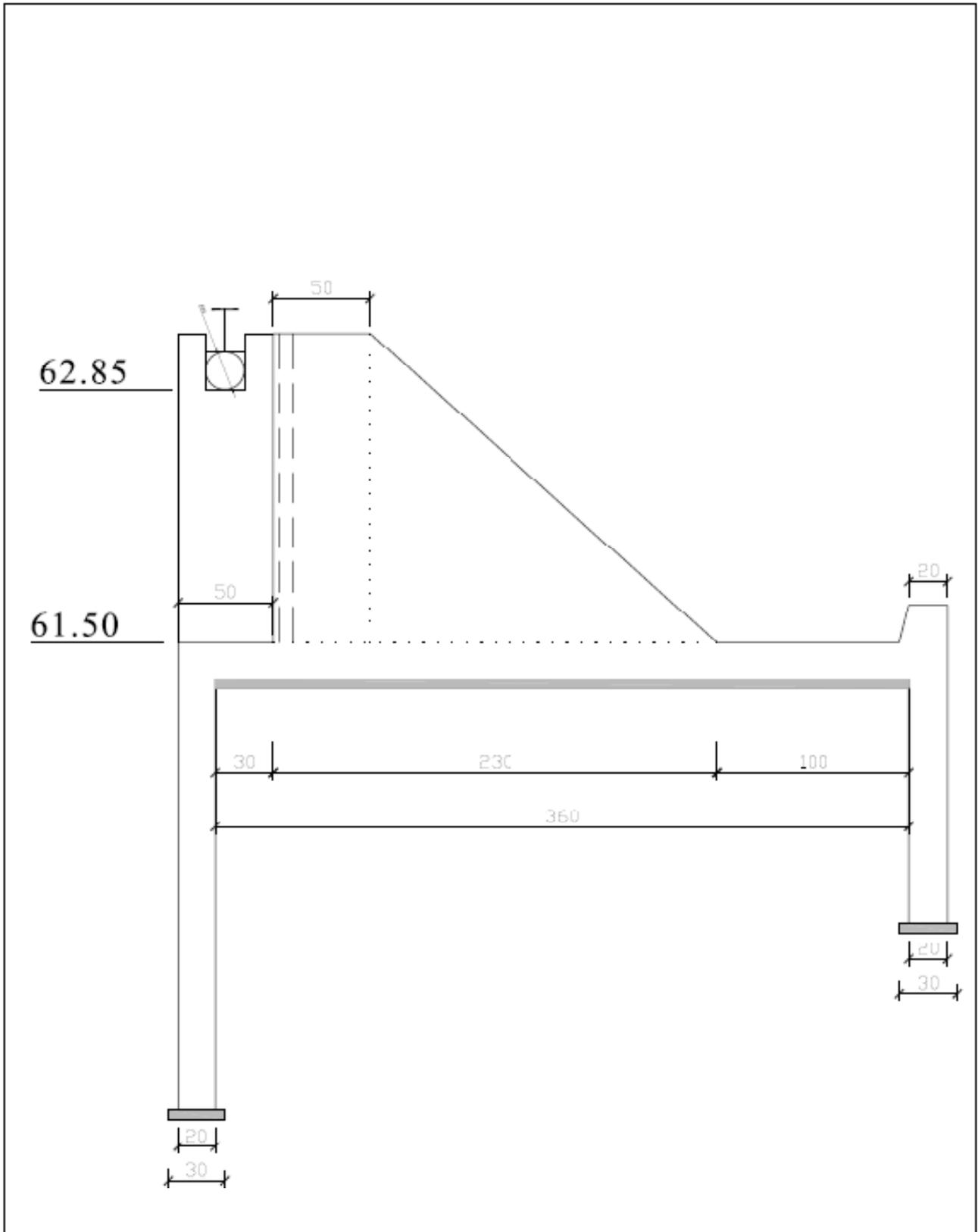
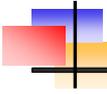
La hauteur du seuil $H_s = 0.15 \text{ m}$.



PLANCHE



PROJET D'AMENAGEMENT HYDROELECTRIQUE DE	
MAEVARANO	
BARRAGE	R. TSIRY
Ech. 1/75	Juillet 2009

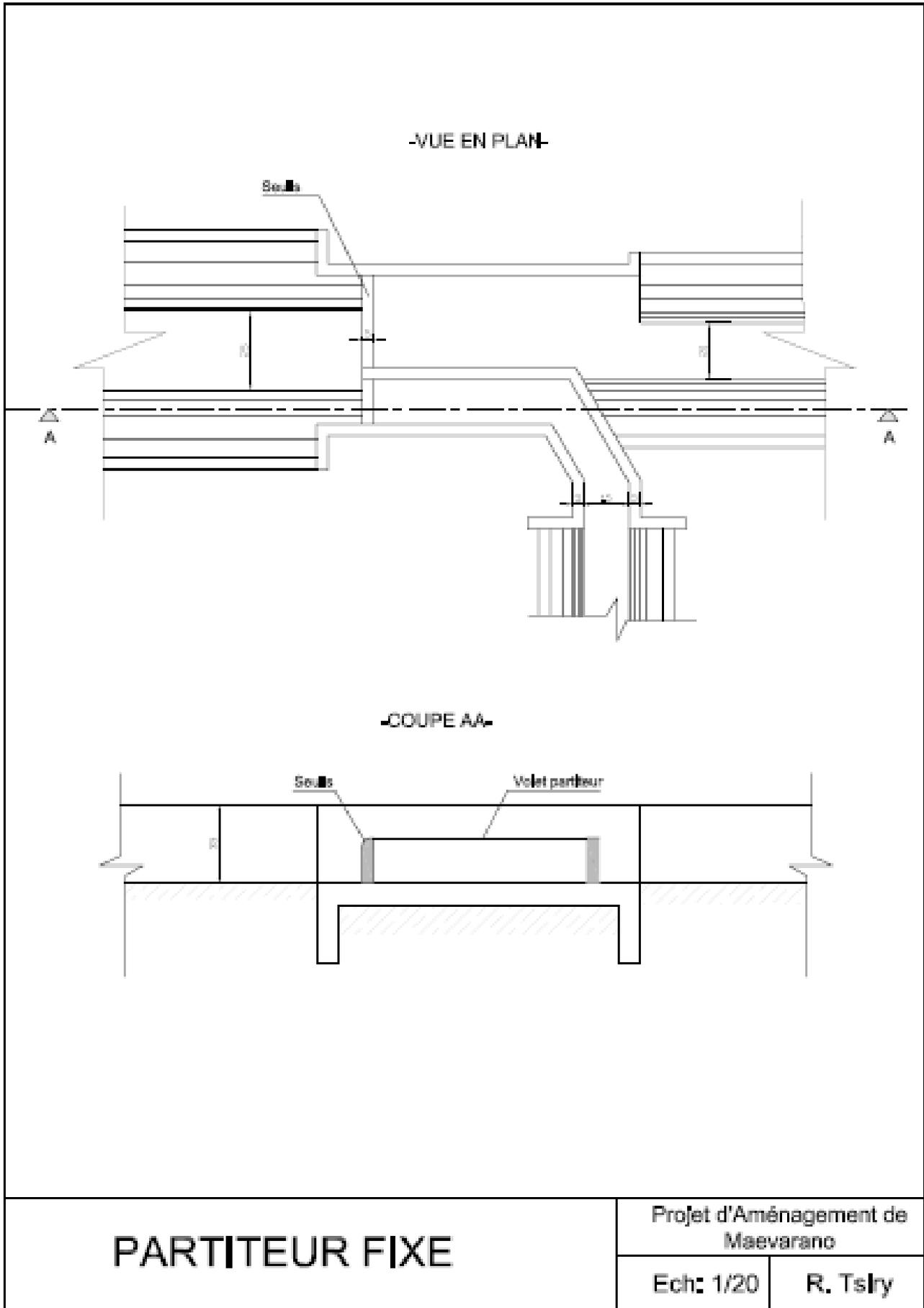
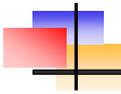


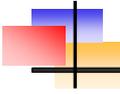
VUE DE PROFIL DU BARRAGE

Projet d'Aménagement de
Maevarano

Ech: 1/25

R. Tsiry





PROFIL EN TRAVERS DE LA RIVERE
MAMPASANO

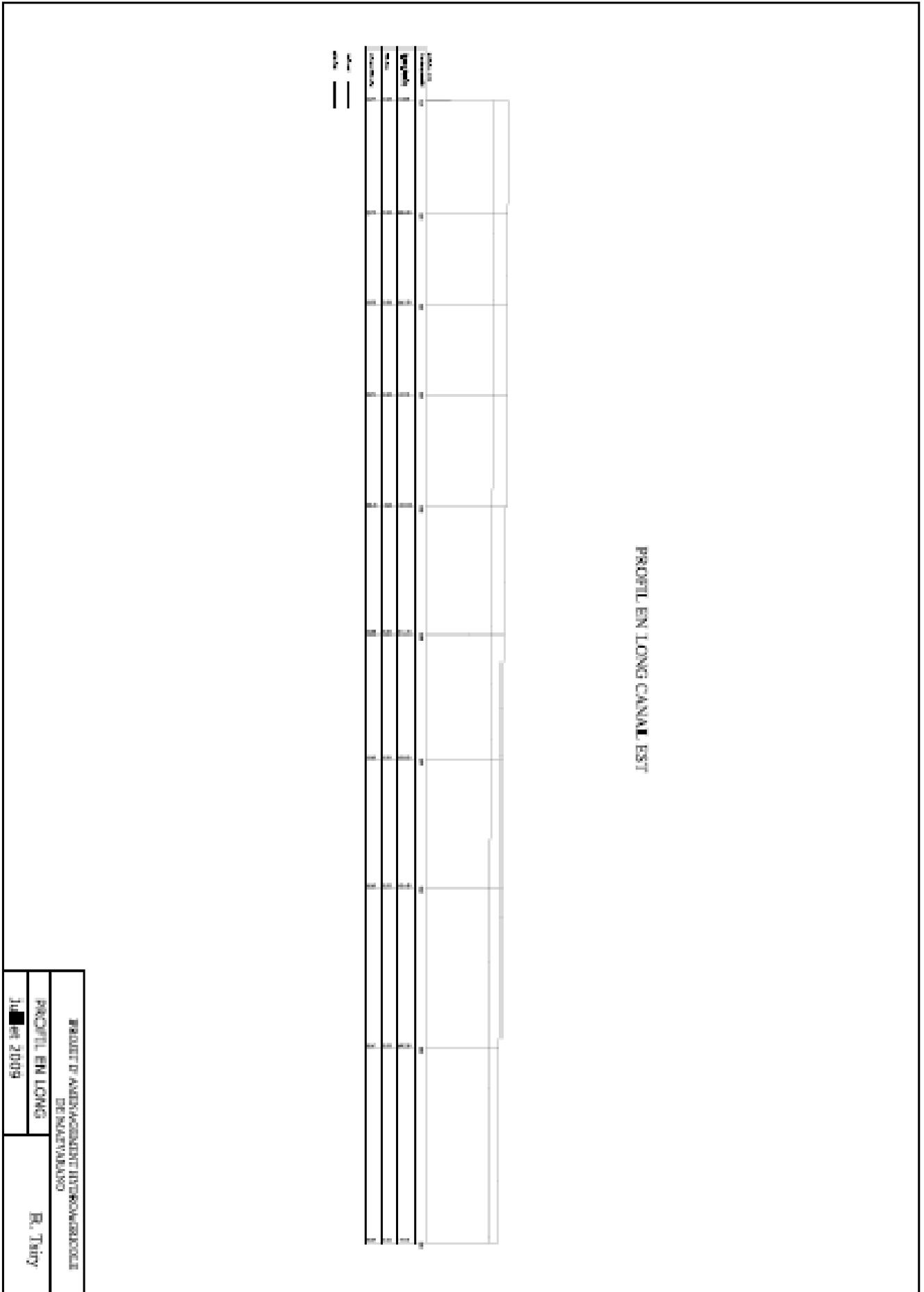
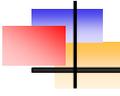
Elevation (m)			Station	Distance (m)	Distance (m)
Station	Distance	Distance			
6174	0.00	0.00	0		
6180	0.40	0.40	1		
6190	1.40	1.00	2		
6196	2.40	1.00	3		
6201	3.40	1.00	4		
6204	4.40	1.00	5		
6208	5.40	1.00	6		
6214	6.40	1.00	7		
6216	7.40	1.00	8		
6218	8.40	1.00	9		
6218	9.40	1.00	10		
6219	10.40	1.00	11		
6220	11.40	1.00	12		
6224	12.40	1.00	13		
6226	13.40	1.00	14		
6228	14.40	1.00	15		
6230	15.40	1.00	16		

PROJET D'AMBIENVISANT ETROUVERICOLE
DE NANTYVANGA

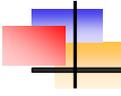
Echelle: 1/25

1er mai 2009

R. Tsiry



BUREAU D'AMÉNAGEMENT HYDRAULIQUE DE MALAKASY	
PROFIL EN LONG	R. Tsiry
Juin 2009	



PROFIL EN LONG CANAL OUEST

Station	0+00	0+20	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00
Profondeur	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Largeur	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Altitude	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

BUREAU D'AMÉNAGEMENT INGENIERIE DE NANTANANO	
PROFIL EN LONG	R. Tsiry
14 Juin 2009	

Nom et prénoms : RAKOTOMALALA Tsiry Hajaina

Titre du mémoire :

**« ETUDE D'AMENAGEMENT HYDROAGRICOLE DU BAS FOND DE MAEVARANO
MANARENJA - COMMUNE RURALE D'AMBALAKIDA - DISTRICT MAJUNGA II- REGION
BOENY. »**

Nombre de pages : 111

Nombre des tableaux : 40

Nombre des annexes : 6

RESUME :

A Manarenja, un village défavorisé, situé dans la Commune rurale d'Ambalakida, District de Majunga II, dans la Région Boeny, la population, dont l'économie repose essentiellement sur la riziculture, souffre car leurs périmètres hydroagricoles ne sont pas correctement irrigués, alors qu'il existe dans la localité, une rivière, dite Maevarano dont le débit leur paraît suffisant pour satisfaire leur besoin en eau.

L'ONG Ecoles du Monde apporte son aide à cette population et se propose d'aménager un périmètre rizicole de 10 Ha, situé sur la rive droite de cette rivière.

A cette fin, Ecoles du Monde a décidé de créer une équipe d'étudiants topographes et hydrauliciens ayant pour mission d'étudier la création d'aménagement hydroagricole dans ce village. Le principe général adopté étant de dériver une partie de l'eau de la rivière Maevarano. Les levés topographiques ont été déjà réalisés par les étudiants de la filière topographie de l'ESPA, avec la participation d'un étudiant de l'INSA Strasbourg, également topographe.

Les études hydrologiques, ainsi que le projet d'aménagement nous ont été confiées.

La conclusion des études nous ont conduits à proposer le schéma d'aménagement suivant incluant:

- Un barrage de dérivation à poutrelles de 18.5 m de longueur et de 1.65 m de hauteur sur la rivière Maevarano.
- Un canal principal en terre de longueur 50 m alimentant deux canaux secondaires irriguant respectivement 6 Ha et 4 Ha avec les ouvrages correspondants.
- Un drain afin d'éviter les inondations durant les fortes pluies et pour permettre le vidange d'eau dans les rizières selon les besoins cultureux.

L'étude d'impact environnemental de ce projet a montré que les impacts négatifs sont insignifiants face aux divers avantages qu'apporte le projet sur les conditions de vie sociales et économiques des villageois.

Enfin, il faut noter que l'aménagement est conçu pour être en grande partie réalisable par les villageois eux-mêmes et cela conformément aux recommandations de l'ONG Ecoles du Monde.

Mots clés : Aménagement hydroagricole - Bassin Versant - Barrage de dérivation - Besoin en eau - Irrigation.

Encadreur : Monsieur RANJATOSON Claude

Enseignant chercheur à l'ESPA

Adresse de l'auteur : Lot FVT 12 Fenoarivo - Atsimondrano TANA 102.

Tél : 032 43 515 18 / 033 20 200 25.