

**ETUDE D'AVANT- PROJET DETAILLEE DU BARRAGE DE
KOUABOU, DANS LA COMMUNE DE LOGOBOU, REGION DE
L'EST (BURKINA FASO)**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE
DE MASTER

**SPECIALITE : GENIE DE L'EAU, DE L'ASSAINISSEMENT ET DES
AMENAGEMENTS HYDROAGRIQUES (GEAAH)**

.....

Présenté et soutenu publiquement le 01/02/2022 par
Chérubin MBAINAISSEM (2013 1426)

Directeur de mémoire : M. Moussa LO

Département Génie Civil (GC), 2iE

Maître de Stage : M. Massoum Hilaire SAWADOGO, Ingénieur du Génie Rural,
Compagnie Africaine d'Ingénierie-Burkina (CAFI-B)

Structure d'accueil du Stage : Compagnie Africaine d'Ingénierie-Burkina (CAFI-B)

Jury d'évaluation du stage :

Président :

Membres et correcteurs :

Promotion 2021/2022

DEDICACES

A mes parents qui m'ont toujours soutenu par tous les moyens me permettant d'en arriver là ; à toi mon grand architecte Malachie MBAIORNOM pour le sacrifice consenti et à travers toi toute la famille !

En mémoire de mes grands-parents, à vous mes frères et sœurs, mes tantes et oncles sans oublier mes parents spirituel Mr et Mme ZOUGOURI et à ma grande famille de Bethel-Shammah.

A tous mes amis.

REMERCIEMENTS

Notre gratitude va à l'endroit de tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre ont œuvré pour l'aboutissement de ce travail et de notre formation.

Le présent document est le fruit d'un travail qui a été menée au sein du bureau d'études nommé CAFI-B. Je remercie ainsi le Directeur Général, Monsieur Sanou LASSINA pour m'avoir permis de faire le stage dans son entreprise.

Mes sincères remerciements à Monsieur Moussa LO, le Directeur de ce mémoire au sein de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE), pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués.

Je tiens à remercier Monsieur Hilaire SAWADO, Ingénieur Rural à CAFI-B pour m'avoir encadré, pour avoir suivi mon travail de près ; ses conseils, ses contributions ont permis d'améliorer la qualité du travail.

Merci également à Monsieur Moussa KABORE Ingénieur Rural à IFEC d'avoir co-encadré ce travail. Il a été un réel support dans le travail.

Je remercie également tout le personnel de CAFI-B pour l'accueil et le soutien que j'ai bénéficié de leur part.

Je remercie tout le corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2iE) pour la qualité de la formation qui nous a été dispensée durant tout notre cursus.

RESUME

La présente étude a été menée dans la province de Tapoa en zone sahélienne burkinabè plus particulièrement à Kouakou. Il s'agit d'une région fragile subissant les effets combinés des aléas climatiques et de l'action de l'Homme. Dans l'optique d'un soutien des populations face aux impacts des changements climatiques, le gouvernement burkinabè avec l'appui des partenaires techniques et financiers a initié un important projet de construction ou de réhabilitation d'ouvrages à vocation hydro-agricole. C'est dans ce contexte que l'édification du barrage de Kouabou a été retenue en vue d'aménager des périmètres agricoles, de favoriser le développement de l'élevage et d'augmenter la production halieutique. Pour mener cette étude, nous avons élaboré une démarche méthodologique basée essentiellement sur des études hydrologiques, de génie civil en vue de quantifier les apports et de dimensionner l'ensemble des éléments constituant cet ouvrage de stockage. Ce barrage calé à l'exutoire d'un bassin versant d'une superficie de **51,19 km²** présente un apport liquide en année quinquennale sèche d'environ **2 492 529 m³**. Cet ouvrage qui a une capacité d'environ **2,5 millions de m³** servira essentiellement à irriguer **79 ha** de terre et à abreuver les animaux. C'est une digue homogène à remblai argileux dont les dimensions sont définies par une longueur de 154 m environ et une largeur en crête de 3,5 m. La digue est calée à la côte 249,5 m avec une hauteur 8m, les talus amont et aval sont de 1V/2H. Le déversoir d'une longueur de 155 m de long occupe une position latérale et permettra d'évacuer un débit centennal **de 160 m³/s**. A l'aval de ce déversoir se trouve un bassin de dissipation à ressaut du type II. Le coût de l'ouvrage est d'environ **1 395 268 029** de francs CFA.

Mots clés

- 1- Barrage**
- 2- Kouabou**
- 3- Digue**
- 4- Construction**
- 5- Déversoir poids**

ABSTRACT

This study was conducted in the province of Tapoa in the Sahelian zone of Burkina Faso, more particularly in Kouakou. It is a fragile region subject to the combined effects of climatic hazards and human action. With a view to supporting populations in the face of the impacts of climate change, the Burkinabè government, with the support of technical and financial partners, has initiated a major project for the construction or rehabilitation of hydro-agricultural structures. It is in this context that the construction of the Kouabou dam was chosen with a view to developing agricultural areas, promoting the development of livestock farming and increasing fish production. To carry out this study, we have developed a methodological approach based essentially on hydrological and civil engineering studies with a view to quantifying the contributions and sizing all the elements constituting this storage structure. This dam wedged at the outlet of a watershed with an area of 51.19 km² presents a liquid inflow in a five-year dry year of approximately 2,492,529 m³. This structure, which has a capacity of around 2.5 million m³, will be used mainly to irrigate 79 ha of land and to water the animals. It is a homogeneous dyke with clay fill whose dimensions are defined by a length of approximately 154 m and a crest width of 3.5 m. The dyke is fixed to the coast at 249.5 m with a height of 8 m, the upstream and downstream slopes are 1V/2H. The 155 m long spillway occupies a lateral position and will evacuate a hundred-year flow of 160 m³/s. Downstream of this spillway is a type II jump stilling basin. The cost of the work is approximately 1,395,268,029 CFA francs.

Key words

1- Dam

2- Kouabou

3- Dike

4- Construction

6-Weir weight

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	4
INTRODUCTION	15
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE	16
II.1 PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL	16
II.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	16
II.2.1 Situation géographique au plan régional et provincial.....	16
II.2.2 Localisation du projet.....	16
II.2.3 Population	19
II.2.4 Relief Et Structure Géologique	19
II.2.5 Climat, Pluviométrie et Températures	20
II.2.6 Sols.....	20
II.2.7 Végétation et Flore.....	21
II.2.8 Ressources Fauniques et Halieutiques	21
III. LES PRINCIPALES ACTIVITES ECONOMIQUES ET SOCIO-ECONOMIQUES (EIE, CAFIB, 2021)	21
III.1 L'agriculture	21
III.2 L'élevage	21
III.3 Le maraîchage	22
III.4 Le commerce	22
III.5 Ressources En Eau	22
III.5.1 Les ressources en eau de surface	22
III.5.2 Les ressource en eau souterraine	23
IV PRESENTATION DU PROJET.....	23
IV.1 Contexte de l'étude	23
IV.2 Objectifs de l'étude	24
IV.2.1 Objectif General	24
IV.2.2 Objectifs Spécifiques.....	24
V METHODOLOGIE DE CONCEPTION	24
V.1 Matériels Utilisés.....	24

V.2 Méthodes	25
V.2.1 Revue documentaire	25
V.2.2 Données de Base	25
V.3 ETUDES HYDROLOGIQUES.....	26
V.3.1 Caractéristiques du bassin versant	26
V.3.2 Débit de projet	30
V.3.3 Calcul des apports liquides du bassin	34
V.4 ETUDE DE LA RETENUE	35
V.4.1 Caractérisation de la cuvette	35
V.4.3 Etude de la digue et des ouvrages annexes	39
V.4.4 Dimensionnement du déversoir	44
V.4.5 Dimensionnement du bassin de dissipation	46
V.4.6 Dimensionnement du chenal.....	47
V.4.7 Dimensionnement de l'ouvrage de prise et de vidange	47
V.4.8 Dimensionnement des murs bajoyers	49
V.4.9 Diguettes de protection	49
V.5 Devis Quantitatif et Estimatif	49
V.5.1 Métré des ouvrages	49
V.5.2 Devis estimatif	50
VI RESULTATS ET SYNTHÈSE DES DONNÉES	50
VI.1 Données géotechniques	50
VI.1.1 Sol de fondation sous la digue.....	50
VI.2 Etudes hydrologiques	51
VI.2.1 Analyse des données pluviométriques.....	51
VI.2.2 Caractéristiques du bassin versant.....	54
VI.3 Principales caractéristiques du bassin	56
VI.4 Crue de projet.....	57
VI.4.1 La crue décennale	57
VI.4.2 La crue centennale	57
VI.4.3 Etude des apports.....	58
VI.4.4 Etude de la cuvette.....	59
Courbe Hauteur/Volume – Hauteur/Surface	59
VII.4.5 Evaluation des dépôts solides.....	60
VI.4.6 Evaluation des pertes et des besoins.....	61
Bilan global et simulation de la retenue	62

VII CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES	63
VII.1 Etude de l'ouvrage	63
VII.1.1 Caractéristiques de la digue	63
VII.1.2 Mur de crête et mur parapet	65
VII.1.3 Dimensionnement du déversoir.....	65
VII.1.4 Vérification de la stabilité du déversoir	66
VII.1.5 Dimensionnement du bassin de dissipation	66
VII.1.6 Murs bajoyers	67
XIII ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	69
XIII.1 Activités pouvant générer des impacts négatifs sur l'environnement .	69
XIII.2 Composantes du plan de gestion social et environnemental	69
XI. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	70
XII. BIBLIOGRAPHIE	71
XII. ANNEXES	72
ANNEXE I : SERVICE METEOROLOGIQUE STATION DE DIAPAGA.....	73
ANNEXE II : SERVICE METEOROLOGIQUE STATION DE FADA.....	79
ANNEXE III : CARACTERISTIQUES H-S-V DU BARRAGE.....	83
ANNEXE IV : CALCUL D'ETUDE HYDROLOGIQUES.....	85
ANNEXE V : DIMENSIONNEMENT	92
ANNEXE VI : BESOINS ET PERTES EN EAU.....	104
ANNEXE VII : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF.....	106
ANNEXES VIII : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	110
I. IMPACTS DU PROJET SUR LES DIFFERENTS DOMAINES DE L'ENVIRONNEMENT	110
Méthode d'identification des impacts potentiels du projet	110
Identification des impacts.....	112
ANNEXE IX : PLANS D'EXECUTION	119

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Situation de la commune de Logobou.....	12
Tableau 2: FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE KOUABOU	13
Tableau 3: Classification des bassins versant selon Rodier.....	27
Tableau 4: Choix du temps de retour de la crue (G. DEGOUTTE, 1997)	33
Tableau 5: données des coefficients.....	34
Tableau 6: résultats des apports d'eau.....	35
Tableau 7: Correspondance entre effectifs animaux et UBT.....	37
Tableau 8: Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue.	41
Tableau 9: Profondeur d'Enclavage de la digue.....	50
Tableau 10: Quantiles pluies annuelles moyenne.....	51
Tableau 11: Estimation des quantiles des pluies journalières maximales	53
Tableau 12: Caractéristiques du bassin versant.....	54
Tableau 13: La crue décennale.....	57
Tableau 14: Crue centennale.....	57
Tableau 15: Apports années Sèches.....	58
Tableau 16: Apports années Humides	59
Tableau 17: Dépôts Solides	60
Tableau 18: Valeurs de l'infiltration mensuelle et des évaporations mensuelles sur la retenue.....	61
Tableau 19: Les besoins en eau	62
Tableau 20: Revanche libre	63
Tableau 21: Vérification de la stabilité du déversoir	66
Tableau 22: Caractéristiques du bassin de dissipation	67
Tableau 23: Caractéristiques du mur bajoyer	68
Tableau 24: Etude d'impact environnementale	

.....	70
Tableau 25 PLUVIOMETRIE MAXIMALE EN 24 HEURES Période (1939-2019)	73
Tableau 26: PLUVIOMETRIE MENSUELLE (mm) Période (1930-1964)	76
Tableau 27:1. PLUVIOMETRIE MAXIMALE EN 24 HEURES Période (2000-2010)	79
Tableau 28:2. PLUVIOMETRIE MENSUELLE (mm) Période (2000-2010)	82
Tableau 29: Données hauteur, volume et surface	83
Tableau 30: Exploitation de la retenue	84
Tableau 31: Calcul de kr_{70} avec I_g corrigé = 8,7 m/km	85
Tableau 32: Calcul de kr_{70} avec I_g entre 7m/km et 15m/Km	85
Tableau 33: Récapitulatif Calculs du Débit du projet Q100	86
Tableau 34: METHODE CIEH	86
Tableau 35: Méthode ORSTOM	87
Tableau 36: Paramètres Physiques du bassin versant	88
Tableau 37: Apports solides	90
Tableau 38: Apports liquides	90
Tableau 39: Dimensionnement du déversoir-Poids	92
Tableau 40: Stabilité du déversoir	93
Tableau 41: Dimensionnement du bassin de dissipation	94
Tableau 42: Dimensionnement de la digue	101
Tableau 43: Métré de la digue	102
Tableau 44: Besoins en eau	104
Tableau 45: Besoins Animal	105
Tableau 46: Besoin en Eau du Riz	105
Tableau 47: Besoin en Eau de Tomate	105
Tableau 48: Pertes en eau	106
Table 49:Qualification des critères	110
Tableau 50:Grille de détermination de l'importance absolue de Fecteau	112
Tableau 51:Matrice d'interaction des activités du projet avec les composantes du milieu	114
Tableau 52:Activité du projet et impact correspondant	115
Tableau 53:Synthèse de l'évaluation des impacts	117

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 1: Situation de la commune de Logobou. Source CAFI-B mai 2021</i>	<i>17</i>
<i>Figure 2: Localisation du barrage de Kouabou et de son bassin versant Source CAFI-B mai 2021.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure 3: Hydrographie du bassin versant du futur barrage de Kouabou, Source CAFI-B mai 2021.....</i>	<i>23</i>
<i>Figure 4: Parabole de KOZENI.....</i>	<i>42</i>
<i>Figure 5: Courbe des pluies annuelles moyennes</i>	<i>51</i>
<i>Figure 6: Courbe des Pluies journalières maximales</i>	<i>53</i>
<i>Figure 7: Courbe représentant les altitudes du bassin versant</i>	<i>56</i>
<i>Figure 8: Hydrogramme de crue</i>	<i>58</i>
<i>Figure 9: Courbe Hauteur – Volume.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure 10: Courbe Hauteur - Surface.....</i>	<i>60</i>
<i>Figure 11: Simulation de la retenue en fonction des pertes et besoins</i>	<i>62</i>
<i>Figure 12: Caractéristiques du mur bajoyer</i>	<i>68</i>
<i>Figure 13: Stabilité du mur bajoyer</i>	<i>68</i>
<i>Figure 14: Abaque pour la détermination des paramètres du bassin</i>	<i>101</i>
<i>Figure 15: Vue générale du barrage de Kouabou</i>	<i>119</i>
<i>Figure 16: Bassin Versant du barrage de Kouabou</i>	<i>119</i>

Tableau 1: Liste des Sigles et abréviations

2iE	:	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
APD	:	Avant-Projet Détaillé
BNDT	:	Base Nationale de Données Topographiques
CIEH	:	Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
CAFI-B	:	Compagnie Africaine d'Ingénierie-Burkina
DGIH	:	Direction Général des Infrastructures Hydrauliques
DGRE	:	Direction Générale des Ressources en Eau
EIER	:	Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs de l'Equipement Rural
FAO	:	Food and Agriculture Organization of the United Nations
GIRE	:	Gestion Intégrée des Ressources en Eau
GPS	:	Global Positioning System
GWP/AO	:	Global Water Partnership / Afrique de l'Ouest
IFEC	:	Ingénierie Formation Expertise Conseil
IRAT	:	Institut de Recherches Agronomiques et Tropicales
MST	:	Maladies Sexuellement Transmissibles
NIES	:	Notice d'Impact Environnemental et Social
ONBAH	:	Office National des Barrages et des Aménagements Hydro- Agricoles
ORSTOM	:	Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PCD	:	Plan Communal de Développement
PEN	:	Plan d'Eau Normal
PGES	:	Plan de Gestion Environnementale et Sociale
PHE	:	Plus Hautes Eaux
PNDES	:	Plan National de Développement Economique et Social
RGPH	:	Recensement Général de la Population et de l'Habitat
SERAT	:	Service d'Etudes, de Réalisation et d'Assistance Technique
TTC	:	Toute Taxe Comprise
UBT	:	Unité Bétail Tropical

Tableau 2: FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE KOUABOU

I- Localisation		
Village	Kouabou	
Commune	Logobou	
Province	Tapoa	
Région	Est	
Coordonnées géographiques	11°41'25.75" Nord; 1°43'56.76" Est	
Pluviométrie moyenne annuelle	809 mm	
Désignations	Caractéristiques	Unités
II- Bassin versant		
Superficie	51,19	km ²
Périmètre	36,72	Km
Indice global de pente corrigé	8.60	m/km
Débit de projet	160	m ³ /s
Apports en année décennale sèche	2 349 749,1	m ³
Apports en année quinquennale sèche	2 492 529	m ³
III- Cuvette		
Côte PHE	m	249 m
Côte PEN	m	248 m
Volume d'eau au PEN	1 499 478,95	m ³
Superficie de la retenue au PEN	561 354	m ²
IV- Digue		
Type		Homogène en argile
Côte de calage	249,50	m
Hauteur maximale	8,31	m
Largeur en crête	3,50	m
Longueur (Digue + Déversoir)	309	m
Pente du talus amont – aval	1/2 - 1/2	
Profondeur maximale de la tranchée d'ancrage	4	m

V- Evacuateur de crue		
Type		Déversoir poids
Position		Centrale
Côte de calage	248	m
Hauteur d'eau maximale	6,81	m
Longueur totale	308,5	m
Longueur du bassin de dissipation	5	m
VI- Ouvrage de prise		
Position	Rive droite	
Nature de la conduite	Conduite en fonte	
Diamètre de la conduite	500	mm
Coût des travaux de barrage	1 395 268 029	FCFA TTC

INTRODUCTION

Le Burkina Faso est un pays sahélien et continental d'une superficie estimée à 274 200 km² situé au cœur de l'Afrique occidentale (FAO, la Résilience, Décembre 2016). L'économie du pays repose essentiellement sur l'agriculture et l'élevage. On compte plus de 1400 barrages, construits principalement dans les bassins du Nakanbé et du Niger (BOUGAIRE, 2008). Suite aux sécheresses de 1974 Le Burkina Faso a pris conscience de sa dépendance à la pluviométrie et de sa vulnérabilité aux aléas climatiques et a alors entamé une politique de mobilisation des eaux de surface où les barrages et autres retenues représentent plus de 80% de la capacité totale de stockage en eau de surface du pays (Ministère de l'Eau et de l'Environnement, 2001 ; GWP/AO, 2009). Les potentialités offertes par les barrages sont importantes car les volumes stockés sécurisent la production hydro-agricole pendant l'hivernage mais permettent aussi l'exploitation des terres agricoles en saison sèche. Malheureusement les aléas climatiques, marqués par la rareté des pluies et leur mauvaise répartition dans le temps et dans l'espace constituent un frein à la production agricole conduisant ainsi les populations à migrer vers les villes à la recherche d'un mieux-être. Le taux de croissance démographique du pays était parmi les plus élevés au monde (3.01% en 2006, Institut National de la Statistique et de la Démographie (INSD), 2006) et un nombre élevé de personnes se retrouve dans un état de fragilité quasi-permanent lié à l'insécurité alimentaire dont l'une des causes est le manque d'eau pour produire assez d'aliments (FAO, 2017).

Des efforts sont certes consentis par l'Etat à travers la construction des retenues d'eau, mais le problème de la mobilisation des eaux de surface persiste. Ainsi, dans la quête permanente de la sécurité alimentaire, et du mieux-être des populations rurales, l'une des mesures de sécurité optée par le gouvernement est la maîtrise partielle ou totale de la ressource en eau à travers la réalisation d'ouvrages de stockage. Face au constat du nombre élevé de barrages dégradés (47%) (DGRE, 2011) et de la demande communautaire de plus en plus importante pour la réalisation de nouveaux ouvrages, le Ministère en charge de l'eau à travers la Direction Générale des Infrastructures a obtenu une ligne budgétaire pour la réhabilitation progressive des ouvrages dégradés et la réalisation de nouveaux barrages.

L'Etude d'avant-projet Détaillée du barrage de Kouabou dans la commune de Logobou (Région de l'Est) s'inscrit dans cette logique avec comme attribution principale la réduction de la pauvreté dans un milieu relativement fragile à cause des effets néfastes des

changements climatiques. Le présent mémoire dont le thème s'intitule : « Étude d'avant-projet détaillée du barrage de Kouabou, dans la commune de Logobou, Région de l'est, Burkina Faso » dont l'objectif général est la mise en place d'un ouvrage à vocation hydro-agricole.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE

II.1 PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

La Compagnie Africaine d'Ingénierie - Burkina (CAFI-B) est une structure privée. Elle est chargée de la maîtrise d'ouvrage déléguée des projets relatifs aux équipements et constructions rurales, aux infrastructures hydrauliques et l'aménagement de l'espace rural tels que les aménagements hydroagricoles, barrages et petites retenues, puits et forages. Ceci en vue du développement local du Burkina Faso et est sous la Direction Générale de Mr Sanou LASSINA.

II.2 PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

II.2.1 Situation géographique au plan régional et provincial

La commune rurale de Logobou, d'une superficie de 2438 km² est située au sud-est de la région de l'Est à environ 280 km de Fada. Elle fait partie des huit communes de la province de la Tapoa et est située au Sud à 70 km de Diapaga chef-lieu de la province. La commune est accessible par la voie Kantchari –Diapaga-Logobou. La commune est limitée :

- Au Nord et à l'Ouest par la commune rurale de Tambaga
- À l'Est par la commune rurale de Tansarga
- Au Sud par la commune rurale de Madjoari et la république du Bénin.

II.2.2 Localisation du projet

La digue de barrage à réaliser est située à environ 1 kilomètre du village de Kindi-Kombou dans la commune de Logobou. Cette commune fait partie des huit communes que compte la province de la Tapoa qui elle-même relève de la région de l'Est dont le chef-lieu est Fada N'Gourma. La commune est limitée au Nord et à l'Ouest par la commune rurale de Tambaga, à l'Est par la commune rurale de Tansarga, au Sud par la commune rurale de Madjoari et la république du Bénin (Figure 1).

La commune comprend 17 villages et trois (03) secteurs.

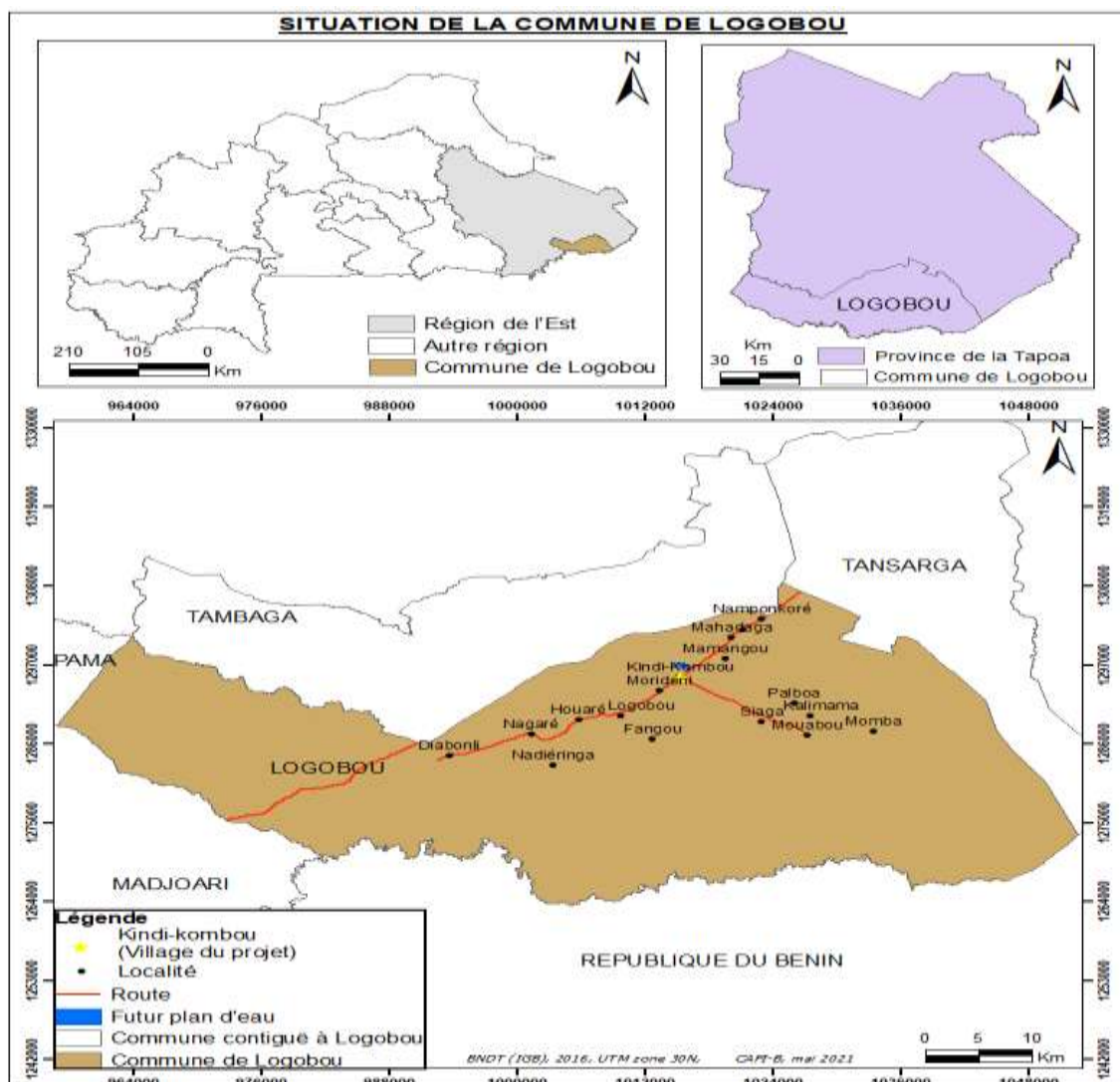


Figure 1: Situation de la commune de Logobou. Source CAFI-B mai 2021

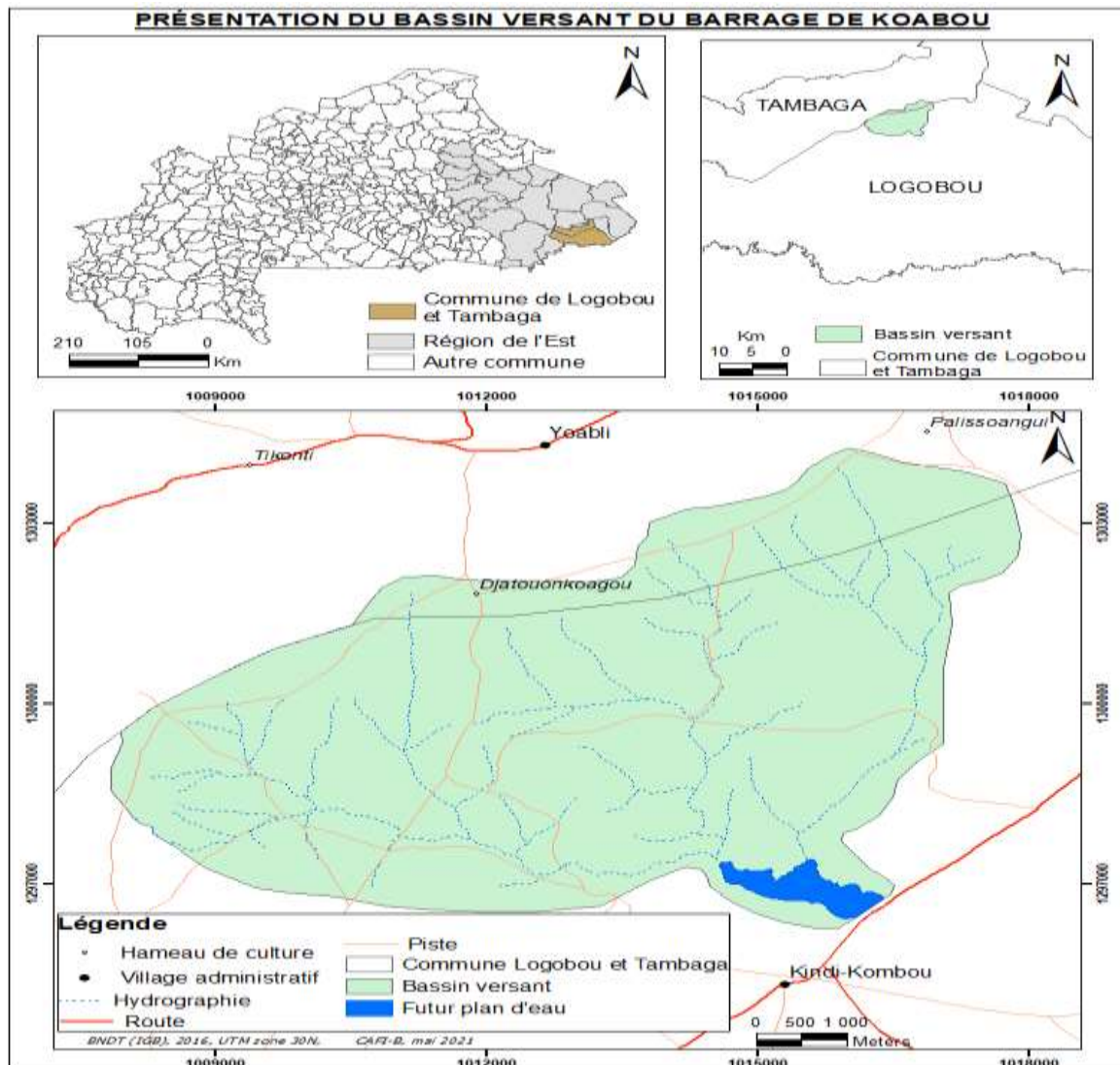


Figure 2: Localisation du barrage de Kouabou et de son bassin versant Source CAFI-B mai 2021

II.2.2.1- Ressources en eau

a.) Les ressources en eau de surface

Les ressources en eau de surface du bassin versant du futur lac de barrage de Kouabou sont constituées de petites rivières temporaires qui s'assèchent deux à trois mois après les dernières pluies. Le principal cours d'eau étant la rivière Kouabou.

La commune de Logobou est située dans le bassin versant de la pendjari. La commune tire ses ressources en eau à partir des cours d'eau parfois tarissables qui sont des affluents de la Pendjari. Ces cours d'eau sont : la Pendjari, le Boundi, la Kourtiagou, l'Arly, le Kouabou et le Bonkara. Comme plan d'eau on note de deux plans d'eau à Naponkoré.

Dans le bassin versant du futur lac de barrage, le réseau hydrographique est relativement dense. Trois principaux bras de cours d'eau alimenteront le plan d'eau. Avec une pluviométrie moyenne de plus de 700 mm d'eau par an, le remplissage du plan d'eau devra être assuré.

b.) Les ressources en eau souterraine

L'existence et la fonctionnalité des forages et des puits maraichers prouvent l'existence de la nappe phréatique moins profonde et abondante non seulement sur le lit du futur lac de barrage mais aussi dans la plupart des bas-fonds de la commune de Logobou. La réalisation du lac de barrage permettra davantage la recharge de celle-ci.

II.2.3 Population

En 2019 selon le Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH 2019), la commune de Logobou comptait 97 016 habitants dont 49 851 femmes soit 51,38% et 47 165 hommes soit 48,62%.

Cette population est répartie sur 17 villages administrativement reconnus et plus d'une cinquantaine de hameaux de culture. L'essentiel de la population est concentré dans six villages qui ont chacun une population de plus de 5 000 habitants. Ces villages représentent 54,16% de la population totale. Il s'agit des villages de Namponkonré, Nagaré, Logobou, Fangou, Mahadaga et Kindi-kombou. La plupart de ces gros villages sont la résultante d'un nombre important de hameaux de culture dont certains sont plus peuplés que le village administratif auquel ils sont rattachés.

II.2.4 Relief Et Structure Géologique

Selon la Plan Communal de Développement (2015-2019), le relief de la commune de Logobou est peu accidenté. Il se présente sous forme de terrain plat avec une orientation de pente de l'Ouest vers l'Est favorisant l'écoulement des eaux de la commune vers la république du Benin. La caractéristique majeure et déterminante du relief de la commune est dominée par les falaises du Gobnangou qui traversent le territoire de l'Est à l'Ouest et occupent environ 16% de la superficie totale. La commune tire son nom de ces falaises.

Les falaises sont constituées de roches sédimentaires et cristallines dont l'altitude varie entre 200 et 350 mètres. C'est dans cette chaîne que le pays exploite le gisement de phosphate de Kotchari.

II.2.5 Climat, Pluviométrie et Températures

Le climat de la commune de Logobou est de type soudano-sahélien caractérisé par deux saisons distinctes :

Une longue saison sèche qui dure sept à huit mois (octobre à Avril-Mai) avec des températures variantes entre 35° et 40° en avril. A cette période l'atmosphère est impure traduisant ainsi un risque de propagation d'infections respiratoires. L'insolation est moyenne de 7 à 8 heures par jour et l'humidité de l'air est de moyenne à faible.

Une courte saison pluvieuse de quatre mois (mai ou juin à septembre ou octobre). Elle se caractérise par l'action de la mousson qui est un déplacement de masse d'air humide origine des précipitations. Celles-ci (précipitations) sont particulièrement abondantes aux mois de juillet et d'août de chaque année. Cette période est marquée par un développement très important du plasmodium agent causal du paludisme. Les températures variantes entre 36 et 18°C.

La commune de Logobou se situe entre les isohyètes 750 et 1300 mm La répartition spatio-temporelle des quantités d'eau de pluie est à forte variabilité. Cela est à l'origine des incertitudes dans la production des cultures.

Selon les données pluviométriques obtenues à partir du <https://power.larc.nasa.gov/data-access-viewer> (Le point repère étant le centroïde du futur plan d'eau) sur près de 40 ans, la pluviométrie moyenne est de 843,50 mm cette moyenne pluviométrique annuelle varie en dents de scie et montre une légère tendance à la baisse, comme le montre la figure 4 ci-dessous avec la pente négative de la droite de régression. Outre la baisse constatée de cette pluviométrie, la contrainte majeure réside dans sa mauvaise répartition spatiotemporelle et un décalage dans l'installation de la saison pluvieuse. Ce qui bouleverse les activités agropastorales impactant négativement sur les rendements. La construction du futur barrage dans la localité devra permettre de compenser cette baisse de la pluviométrie avec une disponibilité d'une assez grande quantité d'eau de surface.

II.2.6 Sols

On distingue trois (3) principaux types de sols pour la production agricole selon la ZAT dans la commune de Logobou. Ce sont :

- Les sols hydro morphes ou Tin –Ninmuali en langue locale ;
- Les sols limoneux-sableux ou Tin-Tanbiima ;

- Les sols sablo-argileux ou Tin-Tanbii Boali.

II.2.7 Végétation et Flore

Selon le découpage phytogéographique du Burkina Faso (Guinko, 1984), le bassin versant du lac de barrage du village de Kouabou qui se trouve entièrement dans la commune de Logobou appartient au domaine sud soudanien.

On distingue (04) types de formations végétales au niveau de la commune :

- La savane arborée
- La savane arbustive
- La savane herbeuse
- La forêt galerie

II.2.8 Ressources Fauniques et Halieutiques

La commune de Logobou, forte de la présence de trois aires fauniques sur son aire communale est très riche en faune aussi bien mammalienne qu'aviaire.

Des observations faites lors de la présente étude, seules quelques espèces de la faune aviaire ont été rencontrées.

III. LES PRINCIPALES ACTIVITES ECONOMIQUES ET SOCIO-ECONOMIQUES (CAFI-B,2021)

III.1 L'agriculture

Principale activité, l'agriculture occupe quasiment la totalité de la population enquêtée. C'est une agriculture de subsistance essentiellement orientée vers la culture vivrière, de rente et très peu vers l'arboriculture fruitière. Elle est confrontée à d'énormes contraintes au nombre desquelles figurent en bonne place (i) le sous équipement, (ii) le faible niveau d'utilisation des paquets technologiques modernes de productions et (iii) l'insécurité foncière.

Les principales spéculations sont :

- le sorgho, le maïs, le mil, le riz pour ce qui est des céréales ;
- Le niébé et le manioc pour ce qui est des autres cultures vivrières
- Le coton, l'arachide et le sésame comme cultures de rente.

III.2 L'élevage

L'élevage est la seconde activité de la population et est pratiqué par les agro-pasteurs. Il constitue une source de revenus monétaires non négligeable aux producteurs. Les bovins, les

petits ruminants et la volaille sont vendus pour l'achat de vivres et pour satisfaire les besoins socioculturels tels que les mariages, les frais de santé, la scolarisation des enfants, etc.

III.3 Le maraichage

Le maraichage apparaît comme la troisième activité économique la plus importante et est pratiquée en saison pluvieuse. Les choux, l'aubergine, le concombre, l'oignon et la tomate sont les principales spéculations maraichères produites dans le village. Une grande partie de la production totale est destinée à la vente et une petite partie à l'autoconsommation.

III.4 Le commerce

Le commerce s'exerce dans un marché non aménagé (traditionnel) du village et se tient hebdomadairement. Les différents produits commercialisés sont : les produits Agricoles, les produits de pêche et de l'artisanat, les produits de la forge, les produits de transformation agricoles, d'élevage et non ligneux, les produits manufacturés.

III.5 Ressources En Eau

III.5.1 Les ressources en eau de surface

Les ressources en eau de surface du bassin versant du futur lac de barrage de Kouabou sont constituées de petites rivières temporaires qui s'assèchent deux à trois mois après les dernières pluies. Le principal cours d'eau étant la rivière Kouabou.

La commune de Logobou est située dans le bassin versant de la pendjari. La commune tire ses ressources en eau à partir des cours d'eau parfois tarissables qui sont des affluents de la Pendjari. Ces cours d'eau sont : la Pendjari, le Boundi, la Kourtiagou, l'Arly, le Kouabou et le Bonkara. Comme plan d'eau, on note la présence de deux plans d'eau à Naponkoré.

Il faut souligner que tout le long de la chaîne du GOBNAGOU il y a des mares pérennes (Tantiala, Nakpanbouli, Odoundo,...). Le régime hydrographique de la Commune se compose de ressources en eau tarissable en général dès le mois de Mars, ce qui limite l'essentiel des activités et contraint les agro-pasteurs à la transhumance vers les pays voisins notamment le Bénin.

Dans le bassin versant du futur lac de barrage, le réseau hydrographique est relativement dense. Trois principaux bras de cours d'eau alimenteront le plan d'eau. Avec une pluviométrie moyenne de plus de 700 mm d'eau par an, le remplissage du plan d'eau devra être assuré.

III.5.2 Les ressources en eau souterraine

L'existence et la fonctionnalité des forages et des puits maraichers prouvent l'existence de nappe phréatique moins profonde et abondante non seulement sur le lit du futur lac de barrage mais aussi dans la plupart des bas-fonds de la commune de Logobou. La réalisation du lac de barrage permettra davantage la recharge de celle-ci

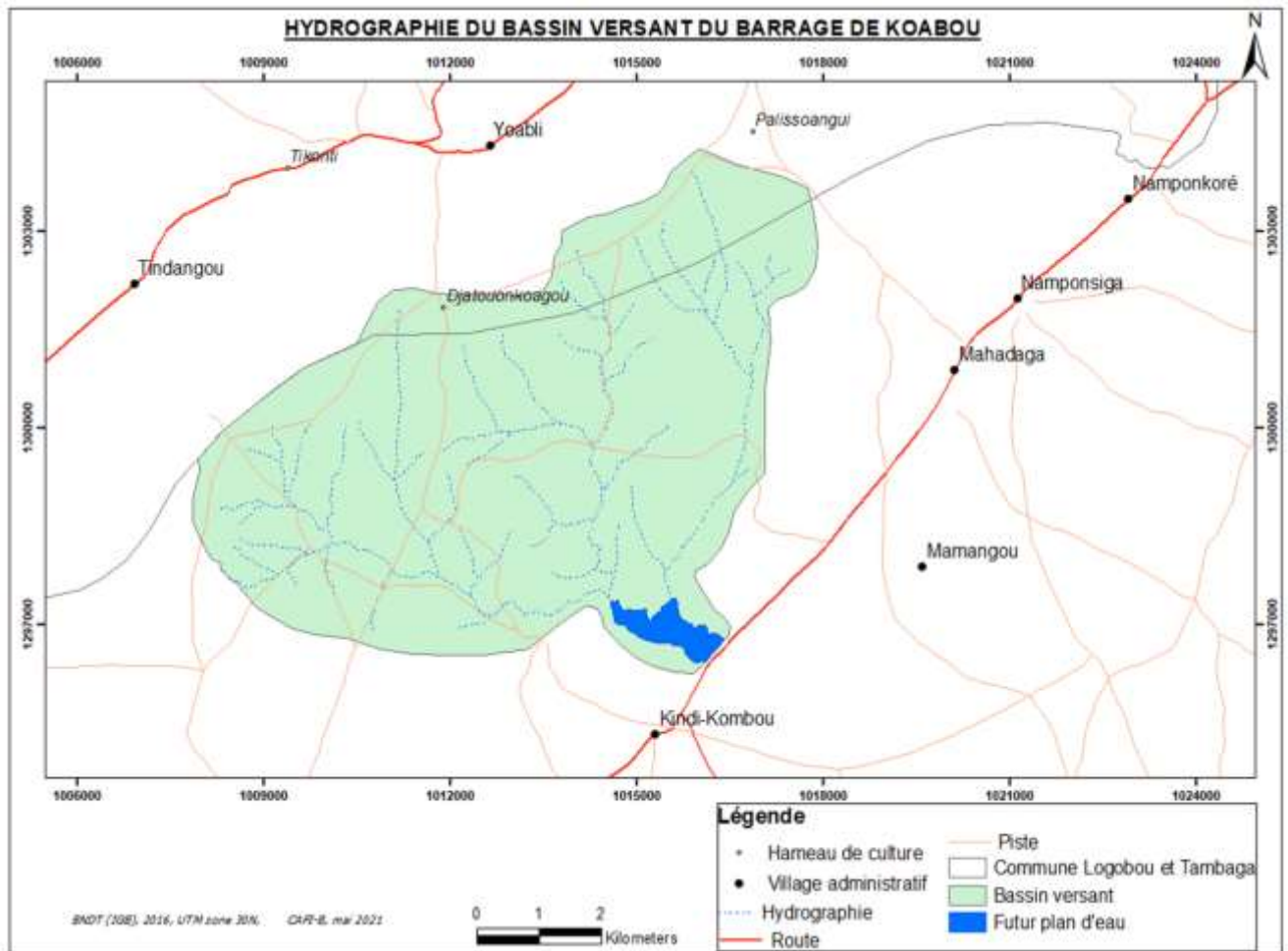


Figure 3: Hydrographie du bassin versant du futur barrage de Kouabou, Source CAFI-B mai 2021

IV PRESENTATION DU PROJET

IV.1 Contexte de l'étude

Malgré les potentialités agricoles non négligeables que regorge le Burkina Faso, la problématique de la sécurité alimentaire et nutritionnelle demeure une préoccupation. La difficulté d'accès aux aliments sains et nutritifs par des moyens socialement acceptables s'explique essentiellement par le faible niveau de maîtrise de l'eau et la dégradation de

ressources naturelles. Face au constat du nombre élevé de barrages dégradés (47%) (DGRE, 2011) et de la demande communautaire de plus en plus importante pour la réalisation de nouveaux ouvrages, le Ministère en charge de l'eau à travers le PNAH a obtenu une ligne budgétaire pour la réhabilitation progressive des ouvrages dégradés et la réalisation de nouveaux barrages.

IV.2 Objectifs de l'étude

IV.2.1 Objectif General

L'objectif général de notre étude consiste à faire une étude d'avant-projet détaillée pour la réalisation du barrage de KOUABOU.

IV.2.2 Objectifs Spécifiques

Les objectifs spécifiques du projet sont les suivants :

- Déterminer les caractéristiques techniques des ouvrages du barrage ;
- Elaborer une simulation de la retenue du barrage en vue de déterminer la superficie aménageable ;
- Elaborer un devis quantitatif et estimatif pour la réalisation du barrage de KOUABOU ;

V METHODOLOGIE DE CONCEPTION

V.1 Matériels Utilisés

Pour mener à bien l'étude, du matériel et un certain nombre d'outils ont été utilisés en fonction des objectifs à atteindre :

- Un GPS pour la prise des coordonnées géographiques
- HyfranPlus pour une vérification de l'analyse fréquentielle des pluies
- ARCGIS 10.5 pour la délimitation du bassin versant, la détermination de ses caractéristiques physiques et l'élaboration des différentes cartes
- GobaMaper vérification de la délimitation du bassin versant, la détermination de ses caractéristiques physiques et l'élaboration des différentes cartes
- Autocad pour l'élaboration des plans d'exécution
- Pack office 2016 pour les calculs et la rédaction du rapport
- CROPWAT pour la détermination des paramètres cultureux

V.2 Méthodes

V.2.1 Revue documentaire

La revue documentaire a consisté à rechercher d'une part, des documents portant sur les habitudes de la population du Kouabou sur les études géologiques, géomorphologiques et climatologiques de la zone. D'autre part, nous avons eu recours à certaines œuvres techniques pour le dimensionnement de notre ouvrage selon les règles de l'art.

V.2.2 Données de Base

A- Collecte des données topographiques

Ces données sont composées de modèles numériques de terrain de la zone, téléchargées à partir du site web de la NASA (www.earthexplorer.usgs.gov) et de levés topographiques de la cuvette du barrage. Le modèle numérique de terrain de la zone a servi à la délimitation et à la caractérisation du bassin versant à l'aide d'Arc GIS.

Quant aux levés topographiques réalisés en début d'année 2021, ils nous ont été fournis par CAFI - B.

B- Collecte des données géotechniques

L'étude géotechnique du barrage de Kouabou a été réalisée en deux phases :

Une phase terrain au cours de laquelle nous avons creusé des puits à ciel ouvert le long de l'axe de la digue pour l'identification du sol de fondation, recherché une zone d'emprunt

d'argile et une zone d'emprunt de graveleux latéritique pour le remblaiement de la digue et recherché des carrières de sable, gravier et moellons.

Une phase laboratoire au cours de laquelle les échantillons prélevés dans le sol de fondation de la digue et dans les zones d'emprunt et carrières ont été analysés.

C- Collecte des données hydro climatiques

Ces données sont composées de la pluviométrie journalière observée sur la période 1939-2019 à la station de Diapaga. Les températures, l'humidité relative et l'évaporation ont été fournies par la station de Fada, qui dispose d'une série continue de données avec un nombre élevé d'échantillons à des pas de temps journalier.

L'étude statistique de la pluviométrie maximale journalière a été faite par la loi de Gumbel et celle de la pluie annuelle par la loi normale de Gauss. Cette étude a permis d'estimer les différents quantiles à savoir les pluies moyennes, les pluies décennales et centennales et de calculer la crue de projet.

Les données climatiques ont été complétées par l'évapotranspiration, obtenues à partir de l'outil ClimWAT développé par la FAO. Ces données ont permis d'évaluer les besoins en eau des cultures.

V.3 ETUDES HYDROLOGIQUES

V.3.1 Caractéristiques du bassin versant

Toute l'étude hydrologique est faite en se basant sur les approches proposées par le bulletin de la FAO. Les caractéristiques du bassin versant ont été déterminées à l'aide d'un outil de Système d'Information Géographique (SIG) à partir des modèles numériques de terrain.

- Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant qui sont :

Le périmètre P (km) et la surface S (km²) du bassin versant interviennent dans le calcul des crues. Il est donc important de les déterminer avec précision au risque de sous-évaluer ou surestimer la crue de projet

- La classe du bassin versant

Cette classification a été effectuée selon celle de l'Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO). En fonction de la superficie du bassin, il existe 4 classes définies par Rodier dans le bulletin 54 de la FAO.

Tableau 3: Classification des bassins versant selon Rodier

Classe de bassin versant		Superficie (S) du bassin versant
Classe 1	Très petits bassins versants	Superficie comprise entre 0 et 10 km ²
Classe 2	Petits bassins versants	Superficie compris entre 10 et 200 km ²
Classe 3	Bassins versants moyen	Superficie compris entre 200 et 2000 km ²
Classe 4	Grands bassins versant	Superficie supérieure à 2000 km ²

❖ Le rectangle équivalent (Leq)

C'est le rectangle qui a les mêmes caractéristiques telles que la surface, le périmètre, l'indice de compacité et la distribution hypsométrique que le bassin versant.

$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16 * S}}{4}$	L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent (km) P : Périmètre du bassin versant (km) S : Surface du bassin versant (km²)
--	--

S'agissant d'un rectangle, on a pu facilement déduire la largeur du rectangle équivalent :

$l_{eq} = \frac{S}{L_{eq}}$	L_{eq} : largeur du rectangle S : Surface du bassin versant (km²) L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent (km)
-----------------------------	--

❖ Indice de compacité de Gravélius (K_G)

Il est noté K_G. Ce coefficient est proche de 1 si le bassin versant a une forme arrondie et est supérieur à 1 dans le cas contraire. En effet ce paramètre influe sur l'écoulement global et le l'hydrogramme d'une crue. Il se calcule grâce à la formule :

$K_G = \frac{P}{\sqrt{4\pi S}} = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{S}}$	P : Périmètre du bassin versant (km) S : Surface du bassin versant (km²)
---	---

❖ Pente longitudinale (I)

Elle influe de manière notable sur les débits de crues en augmentant ou en diminuant les vitesses de ruissellement suivant que la pente est forte ou faible. Elle est obtenue à partir de la formule de GRESILLON :

0, 026 $I = \frac{0,026}{\sqrt{S}}$	S : l'aire du bassin versant en Km² ; I : pente longitudinale du bassin versant en ‰
---	---

❖ L'indice global de pente (Ig)

A l'issue de la délimitation du bassin versant, les courbes de niveau ont été également générées. La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Elle représente la répartition de la surface du bassin en fonction des altitudes.

Ainsi, les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin versant ont été déterminées. L'indice global de pente est calculé à partir de la formule ci-après :

$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$	L : Longueur de rectangle équivalent (km) I_g : Indice global de pente (m/km)
--------------------------------------	---

Lorsque la valeur moyenne des pentes transversales est supérieure à 20% de la pente longitudinale, il est nécessaire de corriger l'indice global de pente

$I_{gcor} = \frac{(n - 1) * I_g + I_t}{n}$	n = 2 pour L_{eq} < 5 km n = 3 pour 5 < L_{eq} < 25 km n = 4 pour 25 < L_{eq} < 50 km n = 5 pour L_{eq} > 50 km
--	---

	I_t = Pente transversale moyenne mesurée sur 4 ou 6 lignes de plus grande pente du bassin versant.
--	--

❖ Densité de drainage (Dd)

C'est le rapport à la superficie du bassin versant de la longueur totale des cours d'eau de tout ordre ; en d'autres termes, c'est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant.

$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	D_d : Densité de drainage (km/km ²) L_i : Longueur totale de tous les cours d'eau du bassin versant (km)
----------------------------	---

❖ Dénivelée spécifique (Ds)

La dénivelée spécifique quant à elle a été déterminée par le produit de l'indice global des pentes I_g (I_g corrigé) et la racine carrée de la superficie (S) du bassin versant. Elle est indépendante en théorie de l'aire du bassin.

$D_s = I_g * \sqrt{S}$	I_g : Indice global de pente (m/km) S : Surface du bassin versant (km ²)
------------------------	---

On distingue différentes classes de relief en fonction de la valeur de la dénivelée spécifique :

Relief faible	$D_s < 50$ m
Relief modéré	$50 \text{ m} < D_s < 100 \text{ m}$
Relief fort	$100 \text{ m} < D_s$

Analyse fréquentielle des pluies

❖ Traitements des données pluviométriques

L'analyse fréquentielle a été conduite grâce au logiciel Hyfran Plus et deux séries de données recueillies à la station météo de Diapaga avec un intervalle de confiance de 95% :

- ✚ Série de pluies moyennes de 1939-2019 (80 valeurs), ajustement à la loi normale de Gauss
- ✚ Série de pluies maximales journalières de 1939-2019 (80 valeurs), ajustement à la loi de Gumbel

- ❖ Ainsi l'on obtient une pluie annuelle moyenne de 809 mm, une pluie journalière décennale humide (P10) de 1050 mm et une pluie centennale humide (P100) de 1250mm. Ajustement à la loi de Gauss

Il a été effectué sur la série de pluies moyennes annuelles de 1939 à 2019. Cette méthode revient à calculer directement les paramètres $\bar{x}$ et σ qui sont respectivement la moyenne et l'écart type de la série. La variable réduite est sous la forme :

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

- ❖ Ajustement à la loi de Gumbel

Il a été effectué sur la série des pluies maximales journalières. Cette loi suit la fonction de répartition :

$$F(x) = e^{-e^{-\frac{x-a}{b}}}$$

Où a et b sont respectivement le paramètre de position et le paramètre d'échelle ou de dispersion. La variable réduite de Gumbel u qui permet de déduire les quantiles est donnée par la formule :

$$u = \frac{x - a}{b}$$

V.3.2 Débit de projet

Le bassin versant n'étant pas jaugé, les méthodes sont celles de la prédétermination de la crue et des apports liquides. Les méthodes appliquées sont celles de CIEH et ORSTOM.

❖ Méthode CIEH

C'est une méthode statistique employée sur des bassins de surface allant jusqu'à 1000 km² et basée sur les caractéristiques physiques et hydrologiques du bassin. Elle s'appuie sur l'étude de 162 bassins. La formulation pour retrouver l'expression du débit de pointe est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous forme :

$Q_{10} = a * S^s * \bar{P}_{an}^p * I_g^i * k_{r10}^k * D_d^d * \dots$	a, s, p, i, k, d : coefficient de régression à déterminer S : Surface du bassin versant (km²) I_g : Indice global de pente (m/km) P_{an} : Pluie annuelle moyenne (mm) K_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal (%) D_d : Densité de drainage (km⁻¹)
---	---

Les équations qui ont été choisies pour l'application de cette méthode sont les équations 5, 12, 27, 40 et 42. Le choix de ces équations était basé sur la localisation de la zone d'étude, les coefficients de corrélation.

❖ La méthode ORSTOM

Elle permet également d'évaluer la crue décennale sur les bassins du sahel et dans la zone tropicale sèche et s'applique sur des bassins qui s'étendent sur une superficie de quelques dizaines d'hectares à 1500 km².

Le débit de pointe décennal par cette méthode est calculé par :

$Q_{10} = Q_{r10} + Q_{ret10}$	Q_{ret10} : Débit dû à l'écoulement retardé (m³/s) Q_{r10} : Débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennal (m³/s)
--------------------------------	--

Pour bassins imperméables comme perméables, un coefficient s'applique à Q_{r10} afin d'obtenir Q_{10} . En effet Q_{r10} se calcule de la manière suivante :

$Q_{r10} = A * P_{10} * k_{r10} * \alpha_{10} * S / T_{b10}$	A : Coefficient d'abattement P_{10} : Pluie décennal journalière (mm) k_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal α_{10} : Coefficient de pointe de la crue décennal T_{b10} : Temps de base de la crue décennal S : Surface du bassin (km²)
--	--

a.) Détermination du coefficient d'abattement A

C'est le coefficient de réduction qui permet de passer pour une fréquence donnée, d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur un versant d'une certaine superficie.

$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 * \bar{P}_{an}}{1000} * \log S \right]$	S : Surface du bassin (km²) $\bar{P}_{an}$: Pluie annuelle moyenne (mm)
---	--

b.) Détermination de k_{r10} pour P_{10}

Pour une précipitation décennale ponctuelle P_{10} différente de 70 mm et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissellement k_{r10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs k_{r70} et k_{r100} qui sont calculées par la formule ci-dessous qui ne s'applique qu'aux bassins dont la superficie est supérieure à 10 km².

$$k_{r10} \text{ ou } k_{r100} = \frac{a}{S + b} + c$$

La procédure a été essentiellement basée sur des interpolations en fonction des paramètres tels que l'infiltrabilité, l'indice global de pente et la pluie décennale ponctuelle.

c.) Détermination du temps de base de la crue Décennal

Il a été déterminé en fonction de la région, la superficie du bassin et l'indice globale de pente. Il a fallu également faire des interpolations pour la valeur de l'indice global de pente. Le temps de base est calculé en utilisant la relation suivante :

$$T_{b10} = a * S^n + b$$

Ces coefficients varient en fonction des paramètres cités précédemment.

❖ Débit retenu

Le débit retenu est celui calculé par la méthode CIEH tenant lieu de la zone d'étude et de réalisation du barrage.

❖ Durée de retour pour la crue de projet

Pour un dimensionnement allant dans la vision de la sécurité DEGOUTTE (1997) recommande le choix de la durée de retour de la crue de projet suivant ce tableau en fonction de la hauteur du barrage et de son volume :

Tableau 4: Choix du temps de retour de la crue (G. DEGOUTTE, 1997)

$H^2\sqrt{V}$	< 5	5 - 30	30 – 100	100 - 700	> 700
Temps de retour	100	500	1000	5000	10 000

❖ L'hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue donne l'évolution de la crue en fonction du temps. Il est schématisé en trois tronçons linéaires proposé par GRESILLON, HERTER et LAHYAYE et construit à l'aide des temps de base et de montée. Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit appelé débit de discontinuité qui a été obtenu par la relation ci-après :

$Q_d = \frac{2 * Q_p}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}}$	T_{b10} : Temps de base décennale (s)
	T_{m10} : Temps de base décennale (s)
	Q_d : Débit de discontinuité (m ³ /s)
	Q_p : Débit de projet (m ³ /s)
	α_{10} : Coefficient de pointe

V.3.3 Calcul des apports liquides du bassin

On entend par apports liquides, la quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire du barrage pendant une période considérée. L'estimation de ce volume se fera par la méthode de RODIER.

L'objectif de la méthode proposée par RODIER (1975, 1976) est de fournir, pour des bassins-versants appartenant au Sahel africain ou à la zone tropicale sèche et ne disposant d'aucune observation hydrométrique, les éléments qui permettent d'évaluer les écoulements annuels.

L'estimation du volume sur le bassin versant se fait à partir de la formule suivante :

$$V = S \times P \times K_e$$

Où :

- S = la superficie du bassin versant
- P = la pluviométrie considérée
- K_e = le coefficient d'écoulement
- V = volume des apports de l'année considérée

Les paramètres P et S étant connus, il reste à déterminer le coefficient d'écoulement K_e .

Détermination du coefficient d'écoulement k_e

Les coefficients d'écoulement extrêmes pour la zone de Kouabou peuvent être approchés par la méthode Rodier de l'ORSTOM.

On a affaire à un bassin de la région tropicale sèche de la classe 1 de type Bindé (Manga) sur granite et granito-gneiss

On peut donc appliquer les coefficients d'écoulement consignés dans le tableau suivant :

Tableau 5: données des coefficients

Année	K (%)
Moyenne	15
Quinquennale humide	10,3
Quinquennale sèche	6
Décennale humide	18,1
Décennale sèche	5,7

Détermination des apports d'eau

Les résultats obtenus pour le barrage de Kouabou sont les suivants

Tableau 6: résultats des apports d'eau

Année	Ke	S (Km ²)	P (mm)	Apports (m ³)
Moyenne	15	51,19	809	6 212 149,2
Quinquennale humide	10,3	51,19	969	4 273 924,5
Quinquennale sèche	6	51,19	648	2 492 529
Décennale humide	18,1	51,19	1050	7 494 021,3
Décennale sèche	5,7	51,19	564	2 349 749,1

V.4 ETUDE DE LA RETENUE

V.4.1 Caractérisation de la cuvette

❖ Courbe Hauteur-Volume-Surface

Les levées topographiques ont permis de reconstituer la courbe Hauteur - Volume et Hauteur – Surface du barrage. Le volume partiel est obtenu par la relation suivante :

$V_{i+1} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * h$	V_{i+1} : Volume de la retenue (m³) S_i : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe i (m²) S_{i+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe i+1 (m²) h : Dénivelée entre deux courbes de niveaux i et i+1 (m)
---	---

❖ Calage du plan d'eau normal

Selon la capacité de la retenue recherchée, la courbe hauteur volume a permis de choisir un plan d'eau normal en dessous duquel une quantité d'au moins 1 000 000 m³ peut être mobilisée selon les termes de référence du projet.

V.4.2 Estimation des besoins et des pertes en eau

❖ Besoins agricoles

Les besoins en eau agricoles sont le volume d'eau nécessaire pour compenser le déficit de l'évaporation potentielle d'une part et d'autre part les pluies efficaces pendant la période de la croissance des cultures et le changement dans la teneur en eau du sol. Elle est fonction des saisons, des cultures, des conditions climatiques et des types de sol.

En saison sèche, les populations effectuent le maraichage. Pour cela, il a été calculé les besoins en eau de différentes cultures maraichères telles que la tomate, l'oignon, le haricot vert, le chou, l'aubergine, le concombre.

A l'issue de la simulation, l'oignon a été jugé la culture la plus consommatrice d'eau. D'autre part, la culture du riz en saison pluvieuse est également d'un intérêt pour les populations. Sa culture sera effectuée en période d'hivernage donc cela n'est pas pris en compte dans l'estimation des besoins agricoles. Les différents calculs ont été faits par les formules ci-après :

$\text{Si } P \geq 20 \text{ mm } P_e = 0,8P$ $\text{Si } P < 20 \text{ mm } P_e = P$ $B_n = K_C * ET0 - P_e$ $B_b = \frac{B_n}{E}$	P : Pluviométrie moyenne mensuelle (mm) P_e : Pluie efficace (mm) B_n : Besoins net (mm) ET0 : Evapotranspiration de référence (mm) B_b : Besoins bruts (mm) K_c : Coefficient cultural E : Efficience du système d'irrigation
---	---

Les coefficients culturaux utilisés sont ceux fournis par le logiciel CROPWAT. L'efficience a été prise égale à **0,7 (climat chaud)**, Source **FAO, 1982**. Cette efficience a été choisie pour se mettre dans les conditions extrêmes du climat (coefficient de transport).

❖ Besoins pastoraux et humains



Besoins humains

Connaissant le nombre d'habitants du village en 2006 et le nombre d'habitant en 2019 selon le RGPH 2019 et, le taux d'accroissement annuel a été calculé avec la réciproque de la

formule de projection de la population. Ainsi une projection a été faite à l'horizon 2050 afin d'estimer la population du village en cette année.

$P_n = P_0 * (1 + T_x)^n$	P_n : Population à l'horizon du projet
	T_x : Taux d'accroissement annuel
	P_0 : Population à l'origine du projet

Nous sommes partis de l'hypothèse selon laquelle un être humain consomme 20 litres par jour pour ses besoins dans un milieu rural. Cependant, nous estimons que toute la population ne se rendra pas tous les jours au barrage pour s'approvisionner, d'où donc nous estimons la consommation à 7,5 litres d'eau par jour par habitant.

Besoins pastoraux

La croissance annuelle a été déterminée pareillement que la croissance des humains. Par la suite, les effectifs des différentes espèces animales ont été convertis en Unité Bétail Tropical en partant de l'hypothèse qu'une UBT consomme 20 litres d'eau par jour

Tableau 7: Correspondance entre effectifs animaux et UBT

Espèces	Correspondence UBT
Les bovins	1
les caprins	0,33
les asins	0,8
les ovins	0,33
Les porcins	0,2
Les équins	0,5
Les volailles	0,01

❖ Pertes par infiltration

Au Burkina Faso, on retrouve dans Y KESPERN.2002 que l'infiltration moyenne est comprise entre **1 et 3 mm**. Dans ce document, une valeur de **2 mm** par jour a été adoptée et supposée constante toute la vie du barrage et en toute saison. Néanmoins, dans un cas pratique, cette valeur diminue parce qu'il se produit généralement un auto-colmatage dû au

gonflement des particules argileuses du sol et à l'apport dès le premier remplissage d'éléments solides au fond de la cuvette.

❖ Pertes par évaporation

Elles ont été approchées par la formule de POUYAUD qui donne le lien entre l'évaporation observée dans le bac de classe A et l'évaporation observée dans une retenue ou un lac. Les données d'évaporations utilisées sont celles de la station de Fada.

$E_{\text{ret}} = 1,664 * E_{\text{bac A}}^{0.602}$	E_{ret} : Evaporation observée sur la retenue (mm) $E_{\text{bac A}}$: Evaporation dans le bac A
---	---

❖ Pertes par dépôts solides

Ces pertes sont essentiellement dues aux particules solides que les eaux de ruissellement transportent sur leur parcours. Ils dépendent également de certaines caractéristiques du bassin versant telles que l'érosion, le couvert végétal, les pentes et la résistance de la roche mère.

Plusieurs formules ont permis d'évaluer ces pertes. Il s'agit de :

✚ La Formule du CIEH-EIER (Grésillon)

En plus de la pluviométrie, elle tient compte de la superficie moyenne annuelle. Selon Grésillon la dégradation spécifique annuelle est calculée de la manière suivante :

$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$	P : Pluviométrie moyenne annuelle (mm) S : Superficie du bassin versant (km ²)
--	---

✚ La Formule de KARAMBIRI

La formule de KARAMBIRI ou GRESILLON modifié utilise en plus des paramètres de GRESILLON deux autres paramètres. Il s'agit du paramètre de morphologie **r** et un paramètre anthropique **h** qui sont fonction des activités anthropiques et du degré d'urbanisation du bassin. La dégradation spécifique se calcul de la façon suivante :

$D = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2.02} * S^{-0.05} * (0.25 + 1.13 * (h + r))^{1.15}$	D : Dégradation spécifique annuelle S : Superficie du bassin versant (km²) h : Paramètre anthropique r : Paramètre morphologique P : Pluviométrie (mm)
---	--

❖ Bilan global et simulation de la retenue

Elle est établie à partir de la courbe hauteur-volume de la retenue d'eau. Elle nous donne un aperçu de l'évolution de la capacité de la retenue en fonction des périodes (mois) tout en prenant en compte les pertes en eau (infiltration, évaporation) ainsi que les besoins en eau (pastoraux, domestiques et agricoles) entre fin septembre et fin avril.

V.4.3 Etude de la digue et des ouvrages annexes

V.4.3.1 Identification de l'axe de la digue

Afin d'atteindre le volume d'eau escompté tout en évitant des dommages importants, une étude a été faite au préalable afin d'identifier l'axe optimal de la digue. Elle a consisté à tracer sur Google Earth des axes afin d'estimer le volume.

V.4.3.2 Dimensionnement de la digue

❖ Calage de la digue

La hauteur de la digue est la côte normale de la retenue des eaux majorée de la lame d'eau au-dessus du déversoir et de la revanche et elle est calculée à partir de l'équation suivante.

$H_D = H_r + h + R = PHE + R$	H_r : Hauteur de la retenue (m) h : Lame d'eau au-dessus du seuil (m) R : Revanche (m)
-------------------------------	---

❖ Largeur de la crête

La largeur de la crête est dimensionnée pour la circulation des engins et pour l'entretien de l'ouvrage (GUEYE, 2014). Elle est calculée par la formule de KNAPPEN et de PREECE correspondant aux équations :

Formule de KNAPPEN	L_C : Largeur en crête (m) H_D : Hauteur de la digue (m)
$L_c = 1,65 * \sqrt{H_D}$	
Formule de PREECE	
$L_c = 1,1 * \sqrt{H_D} + 1$	

❖ La largeur en base

La digue étant de forme trapézoïdale, la largeur de la fondation est donnée par l'équation suivante :

$L_f = L_c + (m_{am} + m_{av}) * H_D$	L_f : Largeur en fondation (m)
	m_{am} : Fruit de berge amont (m)
	m_{ax} : Fruit de berge aval (m)
	H_D : Hauteur de la digue (m)

❖ La revanche libre

La revanche est une tranche d'eau comprise entre le PHE et la crête de barrage. Cette hauteur permet de protéger la digue des risques d'invasion. Son calcul tient compte de la hauteur des vagues et la vitesse du vent.

- La hauteur des vagues

Elle est calculée selon les formules empiriques ci-après :

Formule de Mallet et Pacquant	f : Fèche (m)
$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{f}$	
Formule de Stevenson	
$h_v = 0,75 + 0,34 * \sqrt{f} - 0,36 * \sqrt[4]{f}$	

- La vitesse des vagues

La vitesse de propagation des vagues peut être évaluée approximativement par les formules :

Formule de Stevenson	h : Hauteur des vagues (m)
$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * h$	

La revanche a été ainsi obtenue par la formule :

$R = 0,75 * \left(h + \frac{V_v^2}{2 * g} \right)$	h : Hauteur des vagues (m) V _v : Vitesse des vagues (m) f : Fèche (m)
---	--

❖ Pente des talus de la digue

Les pentes des talus sont fixées en tenant compte des caractéristiques géotechniques et de la nature des matériaux de construction de la digue. Les pentes ont été choisies dans les valeurs du tableau suivant.

Tableau 8: Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue.

Hauteur du barrage	Type de barrage en terre	Fruit de talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5 m	Homogène	1/2,5	1/2
	A zone	1/2	1/2
5 à 10 m	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2
	A zone	1/2	1/2
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	A zone	1/2	1/3

❖ Infiltration et hydraulique interne

Cette étude consiste à analyser les conditions d'étanchéité des corps de remblai en sachant que les infiltrations peuvent causer trois phénomènes : la ligne de saturation ou ligne phréatique, le débit de fuite, la pression interstitielle de l'eau dans le massif (sous pression).

Le débit s'infiltrant à travers la digue peut être évalué à travers la parabole de KOZENY.

$q = k_h * y_0$ $y_0 = \sqrt{H_r^2 + d^2} - d^2$	Y_0 : Point d'intersection de l'axe des ordonnées et de la parabole de Kozeny. H_r : Tirant d'eau à l'amont (m) d : Largeur en base du barrage diminué de $0,7b$ et de la longueur du drain q : Débit de fuite par mètre linéaire ($m^3/s/ml$) k_h : Perméabilité de la digue (m/s)
--	---

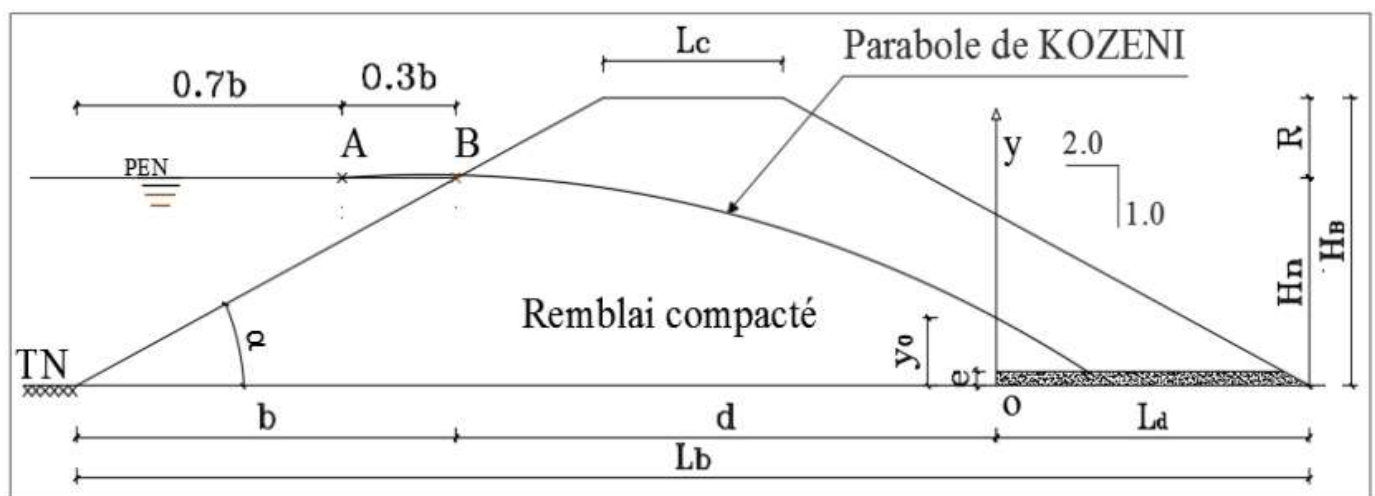


Figure 4: Parabole de KOZENY

❖ Filtres et drains

Le filtre horizontal permet la collecte des infiltrations dans la digue et une partie des débits d'infiltration dans la fondation et de les acheminer hors de la digue dans le fossé de pied aval. Il est dans les zones où la hauteur d'eau est supérieure à 2 m. L'épaisseur minimale requise est de 0,5 m (Annexe pour les détails).

$e_d = 2 * \sqrt{\frac{q * l_d}{k_D}}$ $l_d = \frac{L_f}{3}$	e_d : Epaisseur du drain (m) l_d : Longueur du drain (m) l_b : Largeur en base de la digue (m) k_d : Perméabilité du drain (m/s)
--	---

❖ Stabilité des talus de la digue

Une rupture de stabilité de pente est parfois appelée « glissement de terrain ». Il n'existe pas de méthode globale permettant de calculer la stabilité sans faire d'hypothèses. Pour y arriver, on est obligé de se donner la forme de la surface de rupture au contact de laquelle il peut avoir glissement. On prend donc en général une surface cylindrique circulaire à l'axe horizontal, qui apparaît comme un cercle appelé cercle de glissement. (Petits barrages pour l'équipement rural, Page 225). L'étude de la stabilité des talus homogène a donc été faite en étudiant la stabilité de différents cercles de glissement. Le cercle critique est celui qui présente la sécurité la plus faible vis-à-vis du glissement. La vérification a été faite sur le talus aval par la méthode de Bishop dans le cas où la retenue est pleine avec le logiciel Géoslope.

❖ Protection des talus de la digue

Les épaisseurs de protection sont calculées par la formule suivante :

$e = 1,5 * D_{50}$	e : épaisseur de protection (m) D_{50} : Fonction de l'épaisseur des vagues (m)
--------------------	--

❖ Tranchée d'ancrage

La tranchée d'ancrage a pour objectif d'éviter la formation des renards, un phénomène d'érosion qui s'accélère au fur et à mesure que le gradient hydraulique augmente. Il n'existe pas de méthode permettant de calculer la profondeur de la tranchée. On ne peut donc proposer qu'une méthode qualitative de dimensionnement selon les études géotechniques (Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique, Durand, Page 174). Les études géotechniques ont permis de déceler la présence des différentes couches et ont conduit à

proposer des profondeurs d'ancrage de la tranchée. Les profondeurs indicatives ont été choisies afin de recouper toutes les surfaces imperméables de surface, jusqu'à l'ancrage dans le premier horizon fiable imperméable et continu.

V.4.4 Dimensionnement du déversoir

La crue de projet étant déterminée, nous avons opté pour un déversoir poids en béton cyclopéen pour des raisons hydrologiques, topographiques et économiques.

❖ Le débit du projet

$Q_{\text{projet}} = m * L * \sqrt{2 * g * h^3}$	m : Coefficient de débit de l'évacuateur L : Longueur du déversoir (m) h : Hauteur du déversoir (m)
--	--

❖ Stabilité du déversoir

L'étude de stabilité du déversoir concerne l'équilibre de l'ensemble de l'ouvrage. L'ouvrage doit résister au glissement sur la fondation, au renversement, au poinçonnement. Les actions mises en jeu sur une tranche latérale de 1 m du déversoir font intervenir, le poids propre du déversoir, la poussée hydrostatique amont, les sous-pressions, éventuellement la poussée des sédiments accumulés à l'amont et la poussée hydrostatique aval.

a) Stabilité au glissement

Les forces horizontales telles que la poussée de l'eau et des terres qui s'exercent sur le barrage tendent à le déplacer vers l'aval. On compare la composante tangentielle de glissement admissible sous le mur avec la composante tangentielle réellement appliquée en vérifiant la condition suivante.

$\frac{(W - U) * \tan \varphi + C * S}{P_e + P_t} \geq 1,2$	W : Poids du déversoir (KN/ml) U : (KN/ml) : Pression hydrostatique (KN/ml) Φ : Angle de frottement tangentiel, égal à 0,65 P_e : (KN/ml) : Poussée hydrostatique P_t : (KN/ml) : Poussée des terres
---	---

b) Stabilité au renversement

Le renversement est le deuxième mode direct de rupture pour un barrage-poids. La cause d'une telle rupture est l'existence de forces horizontales suffisamment grandes comparées aux

forces verticales pour amener la résultante de toutes les forces agissant sur le barrage y compris forces de sous pressions en dehors des limites de la surface de base de l'ouvrage.

On a supposé que le mur pivote autour du point B et on a calculé les moments des forces motrices (poussée de l'eau et sous pression) et forces résistantes (poids de l'ouvrage). Pour que le barrage soit stable au renversement, il faut que la relation suivante soit également vérifiée :

$$\frac{M(W)_{/B} - M(U)_{/B}}{M(P_e)_{/B} + M(P_t)_{/B}} \geq 1,5$$

c) Stabilité au poinçonnement

Pour assurer cette stabilité, la pression normale maximum sous le mur doit être inférieure à la pression admissible du sol.

$$\sigma_{\max} \leq q_{\text{adm}}$$

d) Vérification de non-fissuration

$q_{adm} = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_{\gamma} + C * N_c + \gamma * D$ $* N_q$ $\sigma_{max} = \frac{N}{B} * \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right)$	D : Profondeur d'ancrage du déversoir dans la fondation γ : Poids volumique du sol (KN/m³) C : Cohésion du sol sous la base de la fondation (kPa) N_{γ}, N_c, N_q : Facteurs de capacité portante appelés respectivement terme de surface, de profondeur et de cohésion dépendant de l'angle de frottement interne du sol de fondation. B(m) : Largeur de la base du déversoir N(KN) : Action verticale e(m) : Excentricité
--	---

Il s'agit ici de montrer que l'excentricité est inférieure au sixième de la largeur de la base du déversoir.

$$e \leq \left| \frac{B}{6} \right|$$

V.4.5 Dimensionnement du bassin de dissipation

Au pied d'un déversoir en position centrale, les eaux arrivent en bas de l'ouvrage avec une énergie cinétique importante qu'il va falloir dissiper.

❖ Détermination de l'enfoncement D

La valeur de cet enfoncement a été déterminée à l'aide d'un abaque en fonction de la profondeur du lit aval et de la hauteur de la lame d'eau au-dessus du seuil. L'abaque utilisé est joint en annexe.

❖ Détermination de la longueur L

L'enfoncement D étant déterminé, $H = H_0 + D$ a été ensuite calculé avec H_0 la hauteur du déversoir. Ainsi, le couple (y_1 ; V_1) a été déterminé par itération.

$V_1 = \sqrt{2 * g * [0,9 * (H + h) - y_1]}$ $y_1 = \frac{Q}{L' * V_1}$	Q : Débit de crue (m ³ /s)
---	---------------------------------------

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude.

$F_r = \frac{V_1}{\sqrt{g * y_1}}$	F_r : Nombre de Froude y(m) : Tirant d'eau
------------------------------------	--

Avec ce nombre de Froude, le type de bassin a été choisi et à l'aide des abaques correspondants, la longueur du bassin ainsi que toutes les autres dimensions (blocs de chute, blocs chicanes) ont été déterminées.

V.4.6 Dimensionnement du chenal

Le chenal d'évacuation sera réalisé afin de cheminer les eaux. Le chenal de restitution situé immédiatement à la sortie du bassin de dissipation permet de restituer les eaux évacuées directement dans le lit du cours d'eau à l'aval. Le chenal aura une largeur égale à la longueur du déversoir et une longueur bien déterminée afin d'avoir un parcours d'écoulement assez long.

Les caractéristiques du chenal seront définies par les lois d'écoulement en surface libre.

$Q = K_s * \sqrt{I} * \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}}$	Q : Débit de projet (m³/s) K_s : Coefficient de Manning – Strickler I : Pente longitudinale du chenal (m/km) S : Surface mouillée (m²) P: Périmètre mouillé (m)
--	--

V.4.7 Dimensionnement de l'ouvrage de prise et de vidange

❖ Ouvrage

L'ouvrage de prise est l'ouvrage qui va permettre d'alimenter le périmètre à l'aval en eau :

La formule de TORICELLI qui se démontre à l'aide du théorème de BERNOUILLI nous permet d'exprimer la vitesse du fluide à l'entrée de la prise.

$V = \sqrt{2gH}$	H : Hauteur d'eau au-dessus de la prise g : Action de la pesanteur (m/s²)
------------------	--

Le débit à dévier dans la prise pendant une certaine durée se calcule de la manière suivante :

$Q = \frac{V}{T}$ $V = 10 * A * D_b$	V : Volume d'eau à prélever par jour (m³) T : Durée de l'irrigation par jour (s) A : Surface journalièrement irriguée (ha) D_b : Dose brute (mm) 10 : Facteur de conversion de mm en m³/ha
---	---

D'autre part, un débit écoulé à travers les orifices pratiqués dans le fond ou dans les parois d'une retenue se calcule toujours en pratique au moyen de la formule :

$$Q = \mu * S * \sqrt{2gH}$$

Où μ est le coefficient de débit et S l'aire de la conduite. Comme valeur approchée, on peut admettre que $\mu = 0,6$ pour tous les liquides, quelle que soit la forme de l'orifice.

Le diamètre de la prise est alors déduit de la façon suivante :

$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * \mu * \sqrt{2gH}}}$	H : Charge au-dessus de la prise (m)
---	--------------------------------------

❖ Ouvrage de vidange

Son rôle est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager gravement la digue. Il est en général combiné à l'évacuateur de crue ou l'ouvrage de prise. Nous avons choisi de le combiner à l'ouvrage de prise dans notre cas.

$Q = \frac{V}{T * 24 * 3600}$ $D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * m * \sqrt{2gH}}}$	T : Temps de vidange (jours) V : Volume d'eau à évacuer (m³) Q : Débit de vidange (m³/s) m : Coefficient de perte de charge h : Charge à la côte de la prise (m)
---	---

V.4.8 Dimensionnement des murs bajoyers

Le mur bajoyer est de type poids et aura pour rôle d'assurer la protection de la digue contre les eaux venant du déversoir.

V.4.9 Diguettes de protection

Les diguettes de protection seront calées à la cote 242,5 m à l'aval de l'ouvrage de part et d'autre du déversoir.

Afin d'éloigner le rejet des eaux de déversement du pied de talus de la digue et d'en empêcher l'érosion, deux diguettes de protection seront construites (une de chaque côté du déversoir). La diguette en rive droite de la digue aura une longueur de 20 m et celle de rive gauche, une longueur de 30 m.

Elles seront en matériaux argileux c'est à dire, le même ayant servi à construire la digue. La largeur en crête sera de 3 m et les pentes de 2H/1V.

Du côté du chenal, les talus des deux diguettes seront protégés par une couche de perré maçonné. Du côté extérieur au chenal, le talus de la diguette située en rive gauche sera protégé par un perré sec ; par contre celui de la diguette située en rive droite sera protégé par une couche de revêtement latéritique de 0,10 m d'épaisseur.

Le pied de talus recevra un drain de pied dans la continuité du drain de pied de la digue.

V.5 Devis Quantitatif et Estimatif

V.5.1 Métré des ouvrages

Le métré a consisté en l'analyse quantitative de l'ensemble des travaux nécessaires à la réalisation du barrage afin de pouvoir évaluer le cout du projet. Il est directement lié aux différentes technologies et techniques proposés dans la conception et l'exécution.

V.5.2 Devis estimatif

L'estimation du coût a été faite sur la base de la mercuriale des prix unitaires dans la partie « Ouvrages hydrauliques, Construction de petits barrages »

VI RESULTATS ET SYNTHESE DES DONNEES

VI.1 Données géotechniques

VI.1.1 Sol de fondation sous la digue

Sur le tracé de l'axe de la digue, il a été réalisé quelques puits à ciel ouverts de la rive gauche à la rive droite soit à partir de la Borne B1. Ces profondeurs varient de 0,5 à 5 m.

Au vu des faciès des puits à ciel ouvert et des forages destructifs on peut dresser la stratigraphie suivante de l'axe projeté de la digue du barrage de KOUABOU :

- Suite à la terre végétale peu épaisse sablo-limoneuse il vient un dépôt éolien fait de sable fin à grains émoussés plus ou moins meuble en surface et compacte en profondeur
- Aux bords du lit mineur et en fond de celui-ci ce faciès sableux fin subit la compaction statique et avec le battement de la nappe phréatique entre en diagénèse pour donner des sols consolidés et indurés à canalicules et vacuoles.
- La formation éolienne repose sur des altérites ferrugineuses constituées par les graves latéritiques argileuses et les argiles latéritiques qui sont-elles adossées aux arènes argileuses (arènes finement grenues et arène farineuse violacée couleur « lie de vin » qui préfigurent le substratum ou le bed-rock altéré.

Tableau 9: Profondeur d'Encrage de la digue

1	0,50m de profondeur au puits F1	(Entre P1 et P4) ;
2	1,00m de profondeur au puits F2	(Entre P5 et P6) ;
3	2,00m de profondeur au puits F3	(Entre P7 et P8) ;
4	3,00m de profondeur au puits F4	(P9) ;
5	3,57m de profondeur au puits F5	(P10) ;
6	3,05m de profondeur au puits F6	(P11) ;
7	3,05m de profondeur au puits F7	(Entre P46 et P47) ;
8	3,04m de profondeur au puits F8	(P12) ;
9	3,64m de profondeur au puits F9	(P13) ;
10	4,14m de profondeur au puits F10	(P14) ;

11	3,85m de profondeur au puits F11	(P15) ;
12	3,75m de profondeur au puits F12	(P16) ;
13	2,00m de profondeur au puits F13	(Entre P17 et P18) ;
14	1,00m de profondeur au puits F14	(Entre P19 et P22) ;
15	0,5m de profondeur au puits F15	(Entre P23 et P27) ;

VI.2 Etudes hydrologiques

VI.2.1 Analyse des données pluviométriques

Les données ayant servi à l'analyse sont jointes en **Annexe**. L'analyse fréquentielle menée à travers les formules de Gauss et Gumbel donne les résultats suivants :

✓ Pluies annuelles moyennes

La série de donnée des pluies annuelles moyennes a été faite par la loi de GAUSS, sur un échantillon de 80 valeurs de 1939 à 2019

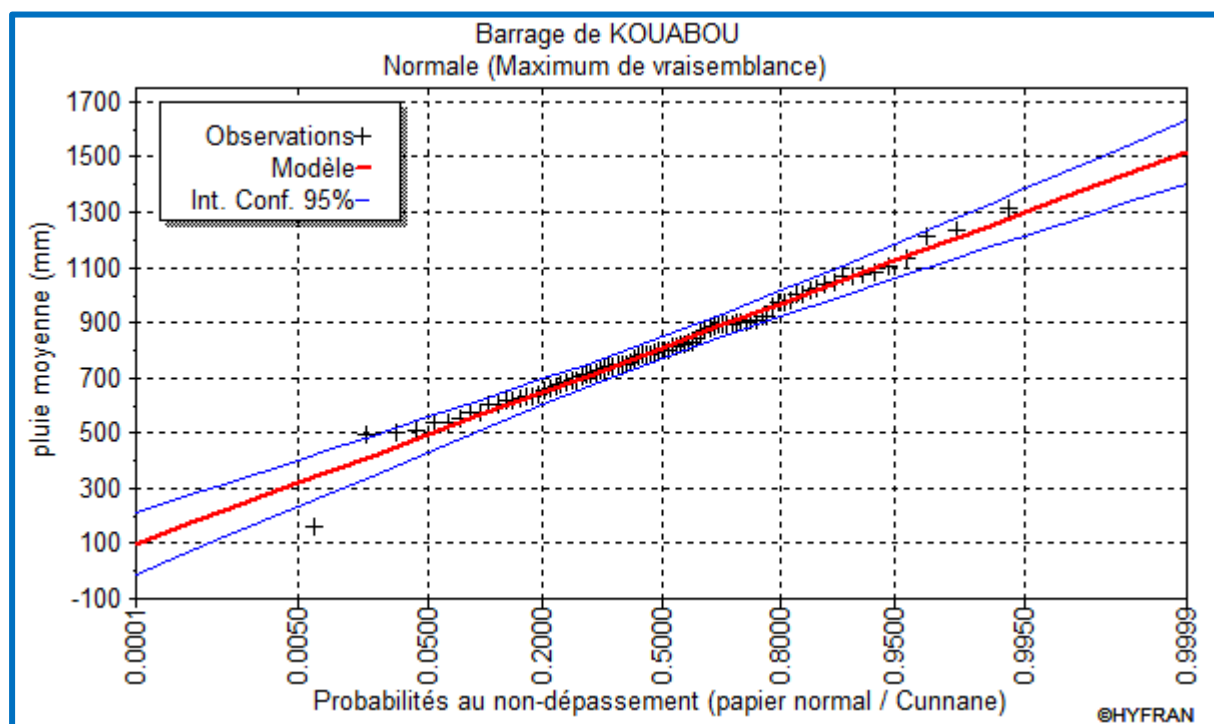


Figure 5: Courbe des pluies annuelles moyennes

Tableau 10: Quantiles pluies annuelles moyenne

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	1520	58.2	1400	1630

2000.0	0.9995	1440	52.4	1330	1540
1000.0	0.9990	1400	49.7	1300	1500
200.0	0.9950	1300	42.9	1220	1380
100.0	0.9900	1250	39.8	1170	1330
50.0	0.9800	1200	36.4	1130	1270
20.0	0.9500	1120	31.7	1060	1180
10.0	0.9000	1050	27.8	999	1110
5.0	0.8000	969	24.0	922	1020
3.0	0.6667	891	21.5	849	933
2.0	0.5000	809	20.6	768	849
1.4286	0.3000	709	22.0	666	752
1.2500	0.2000	648	24.0	601	695
1.1111	0.1000	564	27.8	510	619
1.0526	0.0500	495	31.7	433	557
1.0204	0.0200	417	36.4	345	488
1.0101	0.0100	365	39.8	287	443
1.0050	0.0050	317	42.9	233	401
1.0010	0.0010	219	49.7	122	317
1.0005	0.0005	181	52.4	78.3	284
1.0001	0.0001	99.2	58.2	-14.9	213

✓ Pluies journalières maximales

La série de donnée des pluies journalières maximales a été faite par la loi de Gumbel, sur un échantillon de 80 valeurs de 1939 à 2019.

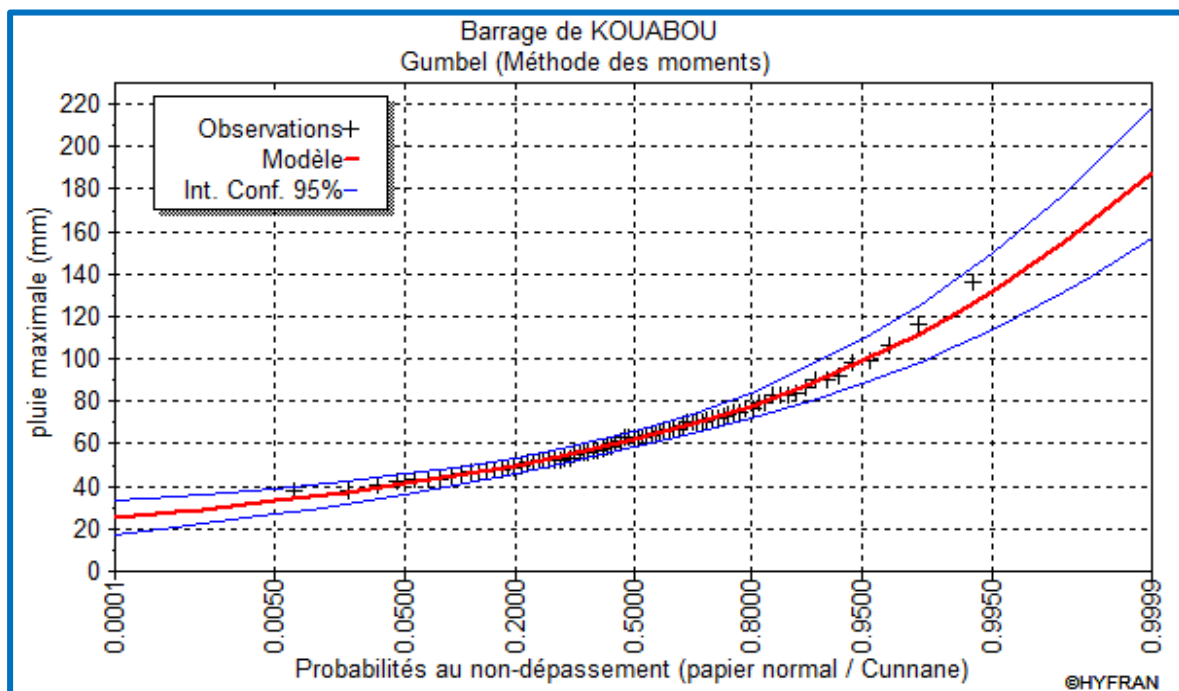


Figure 6: Courbe des Pluies journalières maximales

Tableau 11: Estimation des quantiles des pluies journalières maximales

T	q	XT	Ecart-type	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	187	15.7	157	218
2000.0	0.9995	165	13.0	139	190
1000.0	0.9990	155	11.8	132	178
200.0	0.9950	132	9.18	114	150
100.0	0.9900	122	8.04	106	138
50.0	0.9800	112	6.90	98.6	126
20.0	0.9500	98,9	5.40	88.3	109
10.0	0.9000	88,7	4.28	80.3	97
5.0	0.8000	78	3.17	71.8	84,2
3.0	0.6667	69,5	2.39	64.8	74,2
2.0	0.5000	61,9	1.88	58.2	65,6
1.4286	0.3000	54,1	1.73	50.7	57,5
1.2500	0.2000	50	1.84	46.4	53,6
1.1111	0.1000	44,9	2.13	40.7	49
1.0526	0.0500	41,1	2.41	36.4	45,9

1.0204	0.0200	37,4	2.74	32.0	42,7
1.0101	0.0100	35	2.96	29.2	40,8
1.0050	0.0050	33	3.16	26.9	39,2
1.0010	0.0010	29,3	3.54	22.3	36,2
1.0005	0.0005	27,9	3.68	20.7	35,1
1.0001	0.0001	25,2	3.97	17.4	33

VI.2.2 Caractéristiques du bassin versant

Tableau 12: Caractéristiques du bassin versant

Paramètres Physiques du bassin versant			
Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Surface	S	51,192	Km2
Périmètre	P	36,719	Km
Typologie du bassin versant suivant la taille	Petit bassin versant		
Typologie du réseau hydrographique	Dendritique		
Côte maxi	H5%	353	m
Côte mini	H95%	240	m
Dénivelée	D	113	m
Pluie moyenne annuelle	Pmoy	849,00	mm
Pluie moyenne décennale Humide	P10	1110	mm
Pluie moyenne centennale Humide	P100	1330	mm
Abattement	A	0,786	-
Indice de Compacité	Icomp	1,447	-
Longueur du rectangle	Lrect	14,931	Km
Largeur du rectangle	lrect	3,429	Km
Longueur du plus long cours d'eau	L	8,689	Km
Longueur totale du réseau	Lt	108,51	Km
(Pm10=P10*A)	Pm10	51,546	mm
Indice global de Pente	Ig	7,568	m/Km

Pente transversal 1	IT1	1,730	m/Km
Pente transversale 2	IT2	2,020	m/Km
Pente transversale 3	IT3	1,560	m/Km
Pente transversale 4	IT4	1,330	m/Km
Pente transversale 5	IT5	1,340	m/Km
Pente transversale 6	IT6	1,660	m/Km
Pente transversale	It	9,64	m/Km
Pente longitudinale du bassin versant	I	0,036	%
Indice global de Pente corrigée	Igcorr	8,604	m/Km
Densité spécifique	Ds	61,561	-
Densité de drainage	Dd	0,472	-
Coefficient de compacité de GRAVELIUS	KG	1,437	
Relief	R1	Relief Modéré Ds [50,100]	-
Perméabilité	RI (bassins relativement imperméables avec des zones perméables d'étendues notables)		-
Hydrographie	D	Bassin versant allonger car KG>>1	-

✓ La courbe hypsométrique

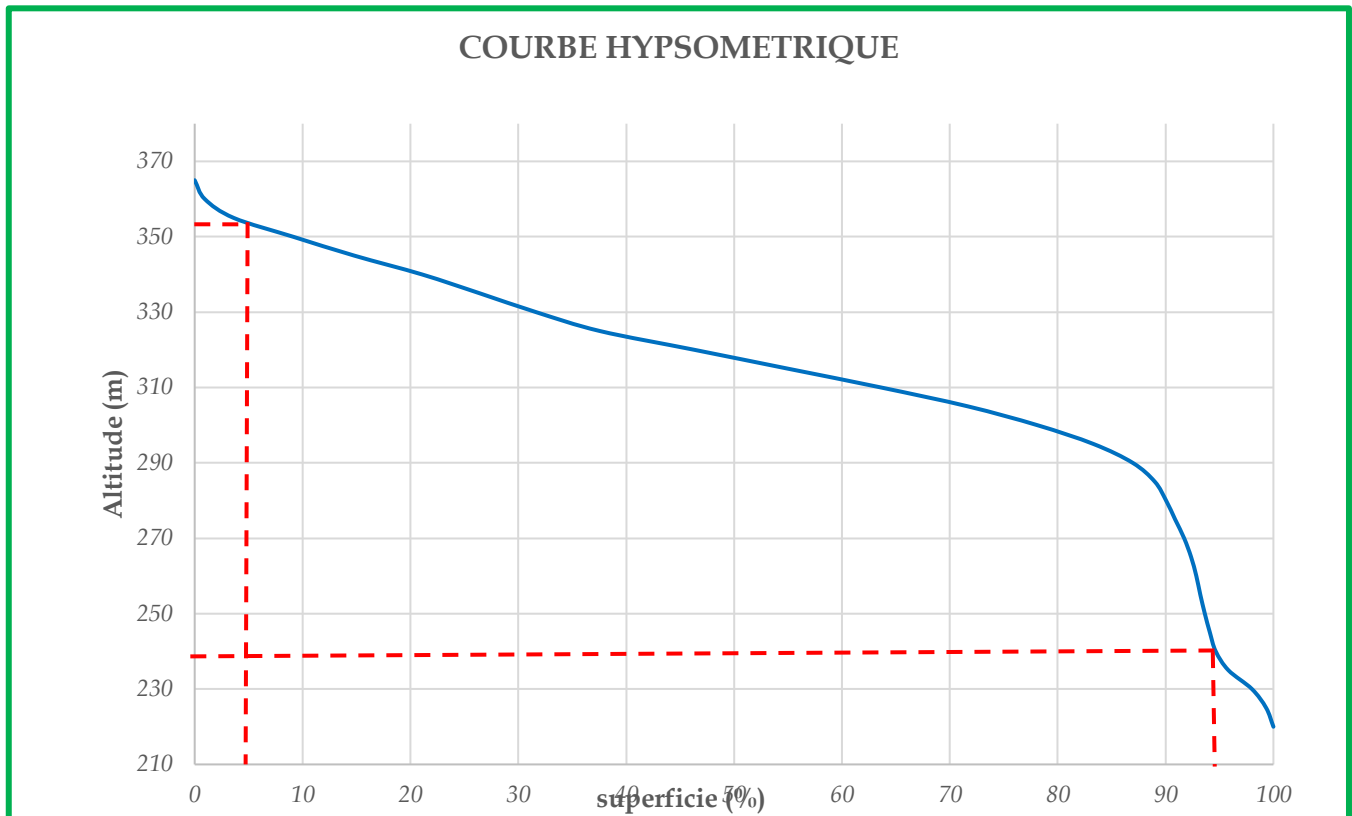


Figure 7: Courbe représentant les altitudes du bassin versant

On en déduit :

- L'altitude à 5% : $Z_{5\%} = 353$ m
- L'altitude maximale : $Z_{\max} = 365$ m
- L'altitude minimale : $Z_{\min} = 220$ m
- L'altitude à 95% : $Z_{95\%} = 240$ m

Cette courbe nous donne la répartition de la superficie du bassin en fonction de l'altitude. La courbe sur la *Erreur ! Source du renvoi introuvable. 7* présente un bassin dont le relief avec une pente assez forte entre les altitudes 353 et 240 m.

VI.3 Principales caractéristiques du bassin

Avec une superficie d'environ 51 km², le bassin versant du barrage de Kouabou est classé parmi les petits bassins. La pente longitudinale quant à elle étant de 4,68 m/km (<5m/km) range le bassin dans la classe R2 (pente faible) selon la classification de l'ORSTOM. L'indice de compacité de Gravelus est de 7,57 ; qui donne un bassin allongé. L'indice global

corrigé étant de 8,6 m/km qui n'est pas compris entre 3 et 7, nous avons décidé de retenir cette valeur de 8,6 m/km dans la suite.

VI.4 Crue de projet

VI.4.1 La crue décennale

Des deux méthodes utilisées (ORSTOM et CIEH), les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après

Tableau 13: La crue décennale

Designations	Symbol	Valeur	Unité
Coefficient d'abattement	A	0,786	
Coefficient de ruissellement	Kr10	27.51	%
Temps de base	Tb	620,16	minutes'
Temps de montée	Tm	204,65	minutes
Coefficient de point	a	2,6	
Coefficient de majoration	m	1,05	
Crue décennale par la méthode ORSTOM	Q10	79,67	m ³ /s
Crue décennale par la méthode CIEH		71,76	m ³ /s

VI.4.2 La crue centennale

C'est la crue qui servira de base de dimensionnement de tous les ouvrages hydrauliques. Ainsi, pour plus de sécurité, nous prendrons comme crue de projet la crue centennale.

Tableau 14: Crue centennale

Designations	Symbols	Unités	Valeurs
Crue décennale retenue	Q10	(m3/s)	71,76
Coefficient majorateur	C		2,23
Crue centennale	Q100	(m3/s)	160

La crue de projet obtenue par la méthode CIEH dans le cadre de notre étude est de 160 m3/s. La détermination de cette dernière requiert une attention particulière quant au choix des paramètres entrant dans son évaluation. Ainsi, une mauvaise estimation de ce débit pourrait être fatale pour les populations environnantes en cas de mauvais dimensionnement de l'ouvrage à construire.

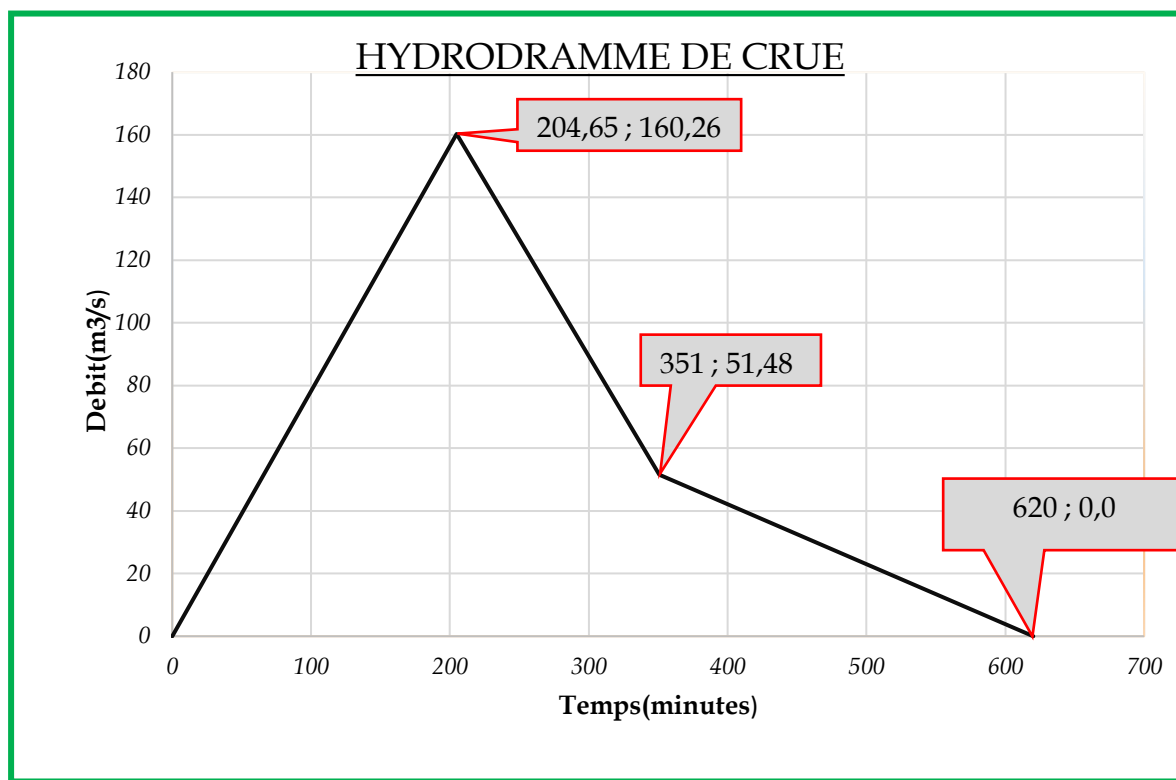


Figure 8: Hydrogramme de crue

VI.4.3 Etude des apports

On entend par apports liquides, la quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire du barrage pendant une période considérée. L'estimation de ce volume se fera par la méthode de RODIER.

L'objectif de la méthode proposée par RODIER (1975, 1976) est de fournir, pour des bassins-versants appartenant au Sahel africain ou à la zone tropicale sèche et ne disposant d'aucune observation hydrométrique, les éléments qui permettent d'évaluer les écoulements annuels.

Tableau 15: Apports années Sèches

	Année Moyenne	Année quinquennale sèche	Année decennale sèche
Coefficient d'ecoulement	15%	6%	5,70%
Apports (m3)	6212149,2	2492529	2349749,1

	Année Moyenne	Année quinquennale humide	Année decennale humide
--	---------------	---------------------------	------------------------

Coefficient d'écoulement Ke	15%	10%	18,10%
Apports (m3)	6212149,2	4273924,5	7494021,3

Tableau 16: Apports années Humides

VI.4.4 Etude de la cuvette

Courbe Hauteur/Volume – Hauteur/Surface

Elles donnent les différents volumes d'eau et les surfaces pour chaque courbe de niveau de la retenue projetée. Elle a été obtenue en estimant les surfaces moyennes entre les plans définis par des pas de hauteur 1 m.

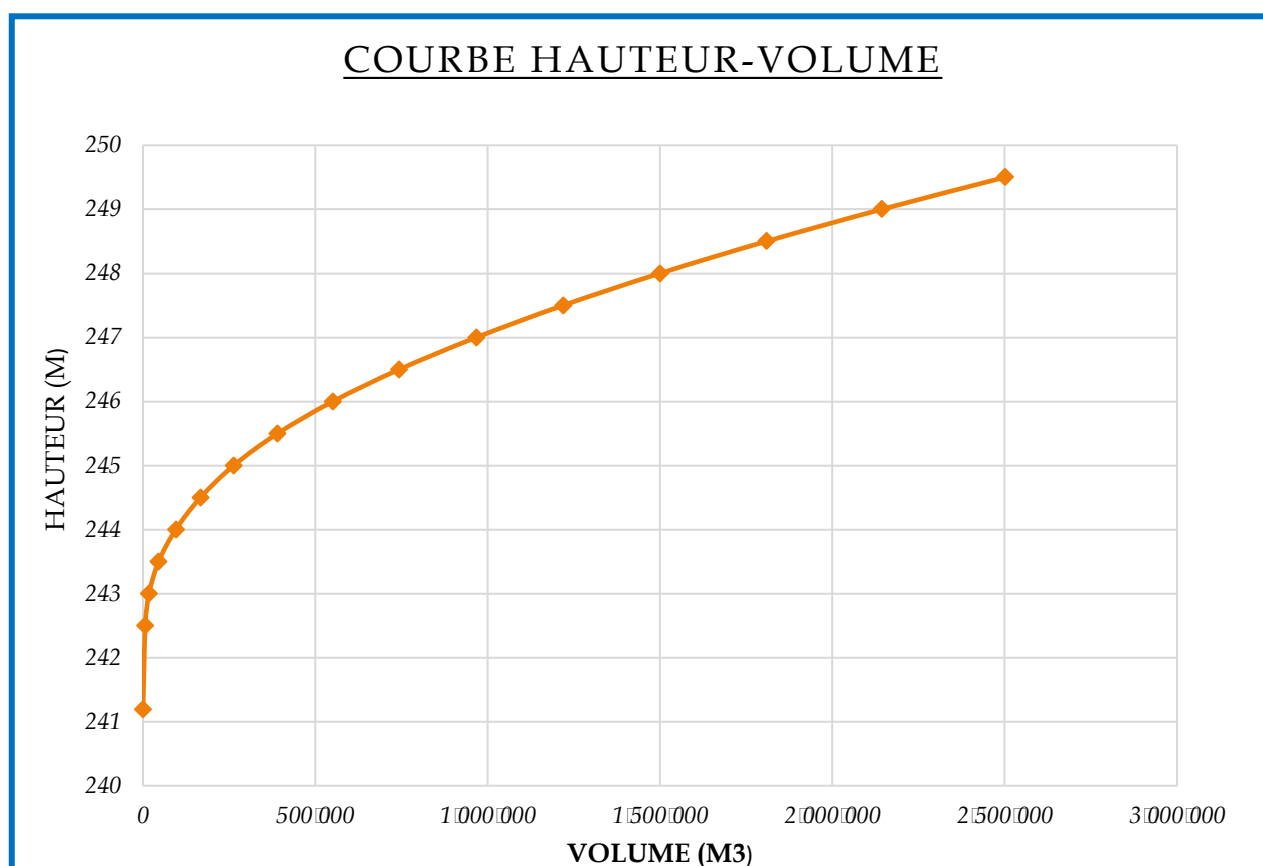


Figure 9: Courbe Hauteur – Volume

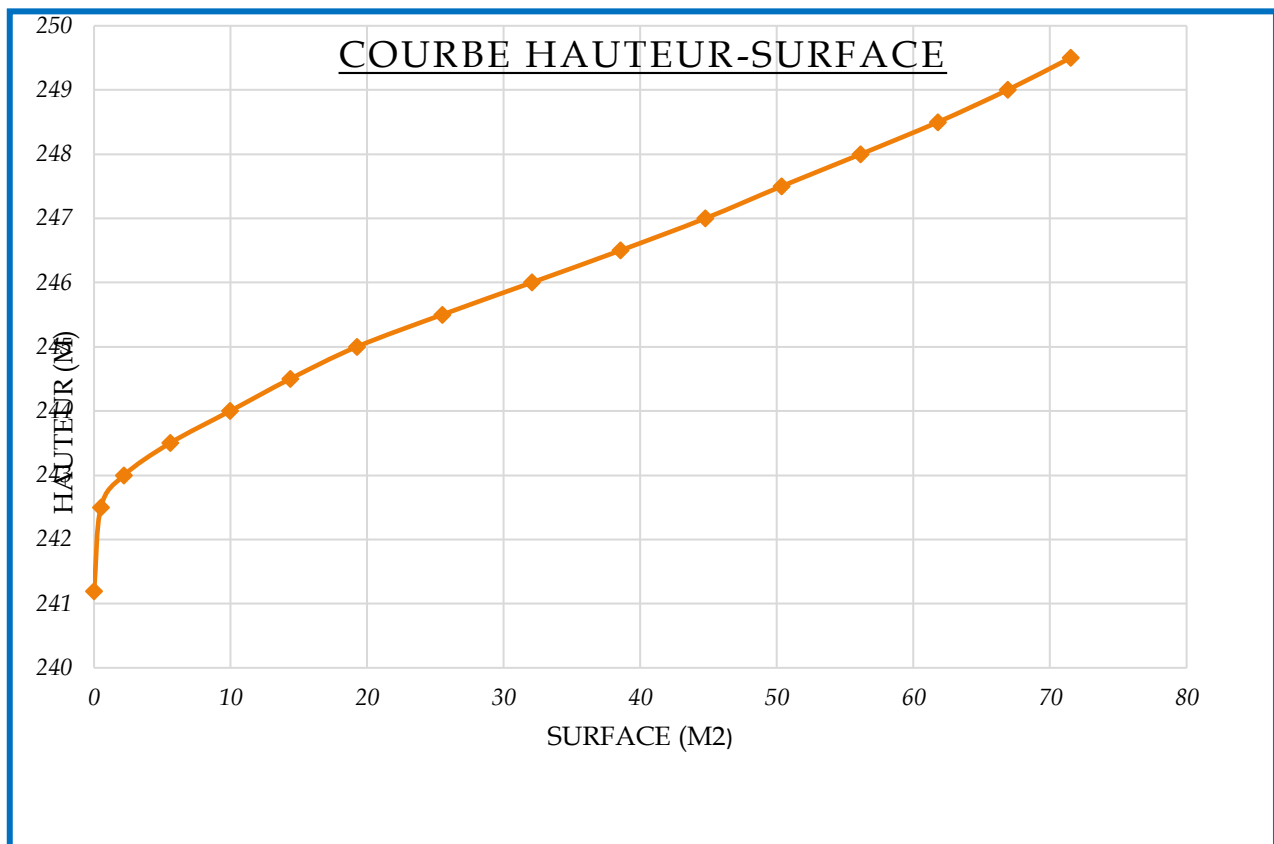


Figure 10: Courbe Hauteur - Surface

La courbe hauteur – volume nous donne la capacité de stockage de la cuvette du barrage en fonction de l'altitude. La **Figure 10** nous présente une cuvette dont le volume de mobilisation peut atteindre 2 500 353,44 de m^3 pour une hauteur de retenue d'environ 8 m. Cependant, la hauteur de la retenue sera évaluée en fonction des apports et des besoins.

Quant à la courbe hauteur – surface, elle nous présente la superficie occupée par le plan d'eau en fonction de la hauteur de la retenue. Elle montre le degré d'encaissement de la cuvette et nous remarquons ainsi que la cuvette n'est pas encaissée.

VII.4.5 Evaluation des dépôts solides

Plusieurs formules comme décrit dans les méthodes utilisées ont permis d'évaluer ces dépôts

Le tableau suivant donne les résultats trouvés avec les différentes méthodes de calcul.

Tableau 17: Dépôts Solides

Formules	Parametres	Valeurs	Unités
KARAMBIRI	Paramètre anthropique	0,1	
	Paramètre morphologique	0,3	
	Degradation spécifique	55,92	m3/Km2/an
	Volume de dépôt par an	2862,81	m3/an
GRESILLON	Degradation spécifique	m3/Km2/an	163,84
	Volume de dépôt par an	m3/an	8387,4

Dans la suite, nous choisirons l'estimation obtenue par la formule de KARAMBIRI. Ce choix s'explique par le fait que cette méthode intègre non seulement des paramètres réels morphologiques (relief) et anthropiques (activités humaines) qui peuvent influencer un bassin mais aussi du fait que cette formule a été implémentée au Burkina. Les détails concernant ces paramètres sont en **Annexe**. En plus, c'est une formule qui se rapproche au mieux de la réalité (qui ne surestime pas les dépôts solides). En effet selon les bassins à partir desquels la formule a été implémentée, les valeurs des dépôts solides mesurées se rapprochent des valeurs calculées. **Les dépôts** solides à l'horizon du projet (30 ans) sont donc estimés à **85 884,25m³** qui correspond à une hauteur de **1m** dans la cuvette.

VI.4.6 Evaluation des pertes et des besoins

✓ Les pertes

Selon l'hypothèse que l'infiltration est de **2 mm par jour**, les valeurs mensuelles sont présentées dans le tableau ci-après.

Tableau 18: Valeurs de l'infiltration mensuelle et des évaporations mensuelles sur la retenue

Mois	Janv	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Dec
Infiltration (mm)	62	56	62	60	62	60	62	62	60	62	60	62
Evaporation retenue (mm)	185,7	180	214,6	201,7	193,9	155,8	128,3	1173,7	1172,4	1454,7	1621,1	1741,4

Ainsi, l'infiltration totale dans une année serait de 730 mm et l'évaporation totale de 19761,90mm. Selon les hypothèses présentées dans, l'estimation des besoins humains selon

le nombre d'habitants à l'horizon du projet est de **5041,8 m³ d'eau par an**. L'évaluation des besoins pastoraux s'élèvent à **104181,2 m³**. D'autre part, les besoins agricoles s'élèvent à **6803 m³** en saison sèche.

Tableau 19: Les besoins en eau

Besoins	Octobre	Novembre	Decembre	Janvier	Fevrier	Mars	Avril
Humains (m3)	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8
Agricoles (m3)	6 803	6 803	6 803	6 803	6 803	6 803	6 803
Pastoraux (m3)	104181,2	104181,2	104181,2	104181,2	104181,2	104181,2	104181
Totaux (m3)	116025,92						

Bilan global et simulation de la retenue

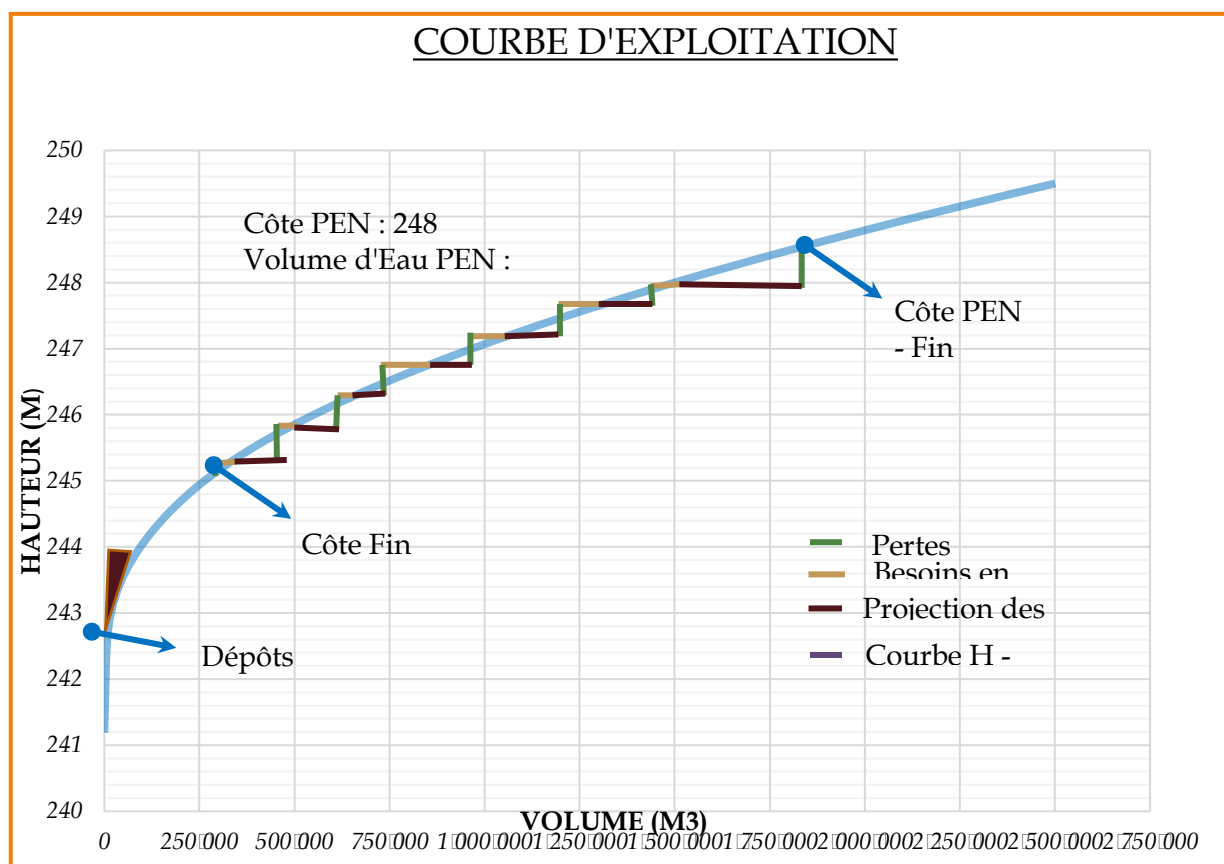


Figure 11: Simulation de la retenue en fonction des pertes et besoins

Cette simulation a permis non seulement de caler la cote du déversoir mais également déterminer la surface qui peut être irriguée. Ainsi, il est possible d'irriguer une surface de **79 ha** en saison sèche pour le maraichage et en saison pluvieuse pour la riziculture.

A l'issue de cette simulation entre fin octobre et fin avril, nous remarquons qu'en fin avril le niveau de la retenue est à **244,47 m**. Nous avons également remarqué que la cote d'eau diminue très rapidement malgré le volume de la retenue en fonction des différentes pertes et ce parce que la courbe hauteur – surface nous montrent que la cuvette n'est pas encaissée.

VII CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE ET DES OUVRAGES ANNEXES

VII.1 Etude de l'ouvrage

Très souvent, les ruptures de barrages sont dues aux fréquentes submersions provenant des crues que le dispositif d'évacuation n'arrivait pas à évacuer. Il est donc nécessaire de prévoir sur cet ouvrage, un dispositif d'évacuation des crues, afin d'éviter les risques de submersion de la digue. Le type d'évacuateur retenu est le déversoir poids.

VII.1.1 Caractéristiques de la digue

Revanche libre

La tranche comprise entre le PHE et la crête de digue est donnée par :

Tableau 20: Revanche libre

Formule de Gaillard:	R= 0,85 m
Formule de Mallet et Paquant :	R= 1,30 m
Formule de Stevenson:	1,50
Revanche retenue:	R= 1 m

Avec la digue fixée à la cote 249,5, le PHE à la cote 248,7m (en considérant le débit de projet de 160 m³/s et la longueur déversant de 154.45 m), la revanche libre actuelle est $R = \text{cote digue} - \text{cote PHE}$.

$$R = 249,5 - 248,7$$

$$R = 0,80 \text{ m}$$

La revanche totale actuelle $R_T = R + h$ est égale à 1,8 m.

- **Largeur de la crête**

Formule de KNAPPEN : $L_c = 5,32 \text{ m}$

Formule de PREECE : $L_c = 4,55 \text{ m}$

La largeur en crête de la digue retenue est de 3,5m

- **Largeur au fond de la digue**

La largeur en base de la digue est de 11 m

Autres paramètres de la digue en Annexe

- **Pente des talus**

La hauteur totale du barrage est de 8 m, pour un barrage homogène. Cela donne une pente avec des fruits de talus de 1V/2H à l'amont comme à l'aval (COMPAORE, 2016)

Protection des talus et de la crête

- ❖ Protection du talus amont

La protection du talus amont sera garantie par une couche en enrochement de blocs latéritiques de **0,50 m** d'épaisseur, soigneusement rangés à la main et destinés à éviter que les matériaux terreux qui constituent le barrage ne soient érodés par les vagues. Il est indispensable d'interposer une couche de transition **d'épaisseur 0,15 m** entre le corps de remblai en argile et le perré pour amortir l'énergie résiduelle des vagues passant par les interstices entre blocs de graveleux.

Afin d'ancrer le pied du perré dans le terrain naturel d'une part et de prendre en charge d'autre part les poussées engendrées par le poids propre des pierres qui le constituent, le pied du parement amont sera muni d'une butée d'une section rectangulaire de profondeur environ 0,50 m.

De part et d'autre du déversoir, le perré sera maçonné sur une largeur de **5 m** car ces zones sont les plus sensibles à l'action érosive des eaux.

- ❖ Protection du talus aval

La solution que nous allons adopter est la protection par une couche de grave latéritique compactée. La couche de graveleux latéritique aura 0,30 m d'épaisseur et sera compactée à une densité égale à 90% de la densité de l'optimum Proctor modifié.

- ❖ Protection de la crête

La crête de la digue sera protégée par **une couche de graveleux de 0,10 m** d'épaisseur qui sera fortement compactée. La crête en réalité sera réalisée avec **un léger dévers de 2% vers l'amont** afin de permettre l'écoulement des eaux de pluie dans cette direction.

Tranchée d'ancrage

La tranchée d'ancrage sera une tranchée remblayée en argile compactée. Pour le sol de fondation de la digue, on prendra les caractéristiques suivantes à titre sécuritaire :

- La profondeur d'encrage sera de 4 m maximum dans le lit mineur
- En dehors du lit mineur, la profondeur de la tranchée va varier jusqu'à 2,5 m.

VII.1.2 Mur de crête et mur parapet

Une murette de protection généralement appelée « mur de crête » sera placée au sommet du parement aval. Elle est destinée à bloquer les érosions régressives provenant du parement aval de manière à ce que la crête ne soit pas entaillée. Elle aura une hauteur de **0,5 m**.

Du côté amont, en lieu et place du mur de crête, il sera aménagé un mur parapet en maçonnerie de moellons de **0,50 m x 0,50 m**, ancré dans la digue de **0,50 m**. Le mur sera équipé de barbacanes de **50 mm** de diamètre pour le drainage de la crête de la digue vers le plan d'eau.

Stabilité de la digue

La stabilité de la digue a été vérifiée par le théorème des moments. Nous obtenons un facteur de sécurité de 5,21 donc supérieur à 1,5. Ce qui permet de dire que les talus de la digue 2,5H/2,25V sont stables.

VII.1.3 Dimensionnement du déversoir

Avec un débit de pointe de $160 \text{ m}^3/\text{s}$ a été écrêté et avec la charge au-dessus du déversoir de 0,7m de la retenue ont permis d'obtenir une longueur déversant de 154,45 m.

Longueur totale du déversoir

Une rampe de 10% de part et d'autre du déversoir sera admise, ce qui nous donne une longueur de rampe égale à 20 m, donc une longueur de rampe totale de 40 m. Cette condition nous amènera donc à considérer une longueur déversant totale de **159 m** pour notre ouvrage.

VII.1.4 Vérification de la stabilité du déversoir

La vérification de l'équilibre du déversoir passe par la vérification de la stabilité externe et de la stabilité interne.

Le tableau donne les valeurs obtenues pour la vérification de la stabilité du déversoir.

Tableau 21: Vérification de la stabilité du déversoir

Designations	Unités	Valeurs
Stabilité au renversement		
Moments renversants	kN.m/ml	2183,52
Moments stabilisants	kN.m/ml	11394,26
Coefficient de sécurité au renversement		5,22 > 1,5
Stabilité au glissement		
Résultante des forces horizontales	kN/ml	1469,8
Résultante des forces verticales	kN/ml	317,41
Coefficient de sécurité au glissement		4,6 > 1,2
Stabilité au non fissuration		
Excentricité	m	2,4
$B_2/6$	m	2,65
$-2,65 \text{ m} < 2,4 \text{ m} < 2,65 \text{ m}$		
Stabilité au poinçonnement		
Contrainte admissible du sol	MPa	0,2
Contrainte maximale imposée au sol	MPa	0,14
$0,14 \text{ MPa} < 0,2 \text{ kPa}$		

Egalement, la contrainte admissible $\sigma_{\max} = 0,14 \text{ Mpa}$, est inférieure à la contrainte limite $\sigma_{\lim}$ du béton, qui vaut 0,2 Mpa. Cela permet de dire que le déversoir est stable à la rupture.

Les stabilités internes et externes sont vérifiées.

VII.1.5 Dimensionnement du bassin de dissipation

Tableau 22: Caractéristiques du bassin de dissipation

Bassin de dissipation							
Type	Profondeur entrée Bassin Y1 (m)	Vitesse entrée Bassin V1 (m/s)	Froude Fr	profondeur sortie Y2 (m)	Hauteur bloc Chicane h2 (m)	Hauteur du seuil h4 (m)	Longueur du Bassin L (m)
Bassin à ressaut	0,08	12,97	14,64	1,60	0,25	0,15	5

Le bassin de dissipation est un bassin à ressaut de type 2 d'une longueur de 154m et 5 mètres de large fait en béton. La hauteur des blocs chicanes est de 0,25et celle du seuil est de 0,15 mètre. Les blocs de chute quant à eux ont une hauteur de 0,25 mètre.

VII.1.6 Murs bajoyers

Pour éviter des affouillements au niveau de la jonction de la digue en terre et du déversoir, des murs bajoyers sont indispensables.

 Pré dimensionnement

La figure ci-dessous présente les caractéristiques du mur bajoyer.

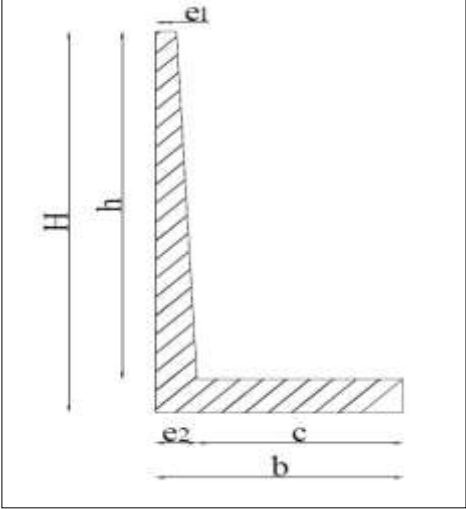
	e2 : épaisseur de la semelle= $\frac{H}{12}$ e1 : épaisseur de la crête = $\frac{H}{24}$ avec min =15 cm h : Hauteur voile = $H - \frac{H}{12}$ H : Hauteur du mur bajoyer C : longueur du talon = $0,2 + 0,45 * H$
---	--

Figure 12: Caractéristiques du mur bajoyer

✚ Stabilité du mur bajoyer

Pour la vérification de la stabilité du mur bajoyer, nous l'assimilerons à un mur de soutènement sans patin. La figure présente les différentes forces s'exerçant sur le mur.

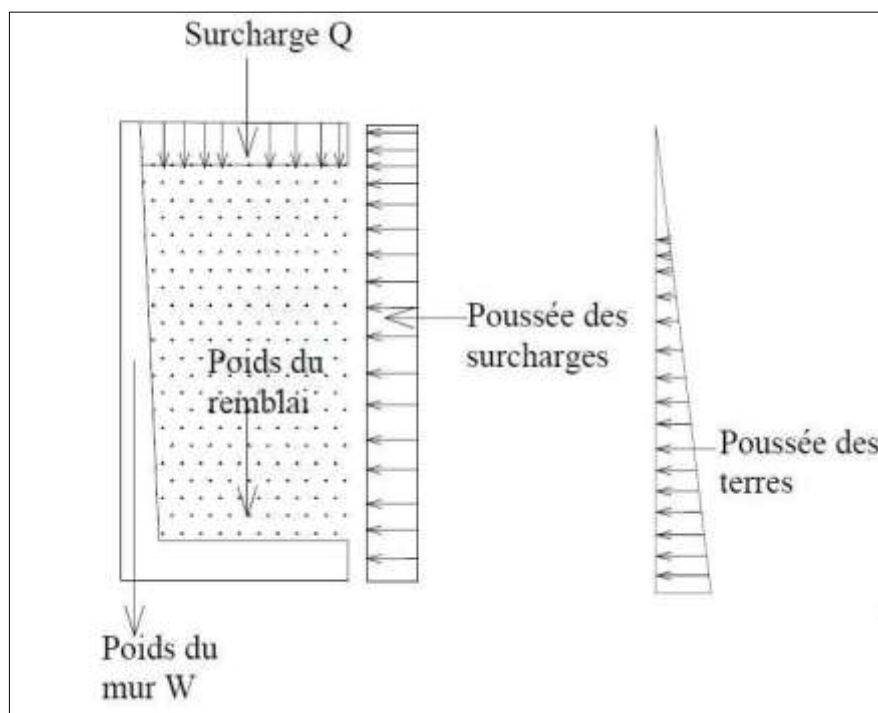


Figure 13: Stabilité du mur bajoyer

Stabilité au glissement : $F_G = \frac{F_V \cdot \tan \phi}{F_h}$

Stabilité au renversement : $F_R = \frac{M_R}{M_A}$

La méthode de calcul des forces agissantes sur le mur bajoyer est résumée dans le tableau.

Tableau 23: Caractéristiques du mur bajoyer

H	e 1	e 2	b	h	c
8,7	0,3	0,6	3,5	8,2	2,9

XIII ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Les éléments sensibles de l'environnement qui seront les plus affectés par les travaux de chantier sont le sol, les ressources en eau, la végétation (faune et flore), l'air, l'environnement aquatique, les populations riveraines.

XIII.1 Activités pouvant générer des impacts négatifs sur l'environnement

Les principales activités pouvant avoir des impacts négatifs sur l'environnement sont :

- Les travaux de préparation et de terrassement dans les diverses superficies,
- L'aménagement des installations de chantier,
- L'ouverture des carrières,
- Les déplacements d'engins lourds et des véhicules, les emprunts et le transport des matériaux.

XIII.2 Composantes du plan de gestion social et environnemental

Dans l'optique de protéger l'ensemble des ressources naturelles et d'impacter un minimum sur l'écosystème, le plan de gestion mis en place se définit sur trois axes :

- Des mesures d'atténuation, de compensation ou de bonification des impacts du projet,
- Un programme de surveillance environnemental,
- Un plan de suivi environnemental.

Le programme de surveillance environnemental devra impliquer plusieurs acteurs, à savoir la

Direction Régionale de l'Agriculture et de l'Hydraulique (DRAH), le Bureau National d'Évaluation Environnementale et Développement (BUNED), les entreprises en charge des travaux (CAFI-B), la Mission de Contrôle des travaux, les autorités de la commune et les populations.

L'estimation financière de toutes ces mesures environnementales et sociale s'élève à la somme de : **cent-vingt-sept million deux cent mille (127 200 000) franc CFA** y compris le coût du programme de surveillance et de suivi. A ce coût viendront s'ajouter les coûts relatifs aux indemnités des vergers et de l'appui aux producteurs qui verront leurs exploitations agricoles immergées par les eaux.

Tableau 24: Etude d'impact environnementale

Impacts positifs	Impacts négatifs	Mesures d'atténuation
Création d'emplois	Perte des zones de culture	Dédommagement et recasement de la population
Développement et intensification des activités agropastorales	Déplacement de la population	
Development de la pêche	Développement des insectes vecteurs de maladies (paludisme, bilharziose)	Campagne de sensibilisation et distribution de moustiquaires.

XI. CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le présent projet porte sur les études techniques du barrage de Kouabou. Entrant dans le cadre global de la lutte pour la sécurité alimentaire et l'amélioration des conditions de vie des populations en milieu rural initié par le gouvernement Burkinabé, il va permettre à court terme, l'essor socio-économique pour l'ensemble de la commune. Ce barrage s'inscrit en étroite ligne avec les objectifs du développement durable en permettant de lutter contre la pauvreté et l'insécurité alimentaire dans la région du Sahel.

En effet, il vise d'une part la satisfaction des besoins en eau d'irrigation du riz sur 79 hectares durant la saison pluvieuse. D'autre part, il permettra la satisfaction des besoins en eau de la culture de la tomate en contresaison sur 79 ha.

Notre étude a montré que l'ouvrage permettra de stocker plus de 2 millions de mètres cube. Cette capacité est largement suffisante pour satisfaire en plus des besoins humains et animaux, l'irrigation des 79 ha situés à son aval en année quinquennale sèche.

Pour sa survie, il appartiendra aux bénéficiaires de s'impliquer dans sa gestion. Les parties prenantes pourraient élaborer un schéma d'organisation pour le suivi, le contrôle et l'entretien de l'ouvrage afin d'assurer sa pérennité. Il faudra donc :

- Mettre en place un comité chargé de la gestion et de l'entretien régulier de l'ouvrage,
- Réaliser des digues de protection sur les affluents alimentant la cuvette pour réduire les effets d'ensablement et d'érosion sur la cuvette.

Le coût des travaux de réalisation du barrage s'élève à **1 395 268 029** Francs CFA TTC.

Aussi, dans un contexte de changement climatique marqué soit par la diminution des pluies, soit par la multiplication des pluviométries annuelles de forte intensité, le barrage de Kouabou pourrait faire face aux effets négatifs de ces changements tels que le non remplissage et les ruptures compromettantes ainsi que la viabilité de l'ouvrage.

XII. BIBLIOGRAPHIE

- I. DIENG (2007). Cours d'hydrogéologie et ouvrages de captage.
- II. LONSO, BECUE, BOLLE, BRODIN (2000). Les types de barrages en remblai, in : Barrages En Remblai.
- III. PILOT, CARTIER (1964). Dignes et barrages en terre de faible hauteur.
- IV. DEGOUTTE (1997). PETITS BARRAGE : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Cemagref.
- V. COMPAORE (1996). Cours de barrage, EIER.

- VI. KARAMBIRI (2005). Cour du cycle hydrologique du bassin versant.
- VII. KARAMBIRI, GUEYE (2006). Cour de barrage.
- VIII. INSD-MEF (2010). Annuaire statistique de l'environnement.
- IX. DURAND (1996). Cour de Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique.
- X. DURAND, ROYET, MERIAUX (1998). Techniques de petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale.
- XI. LO (2016). Cour de barrage1.
- XII. BETTON (1988). La maîtrise des crues dans les bas-fonds.
- XIII. FAO 54. (1996). Crues et apports : manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versant non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche.
- XIV. PUECH et CHABI-GONNI du CIEH (1983). Prédétermination des crues de fréquence décennale dans les régions sahéliennes et tropicales sèches.
- XV. ROYET, (1994). La surveillance et l'entretien des petits barrages : guide pratique.
- XVI. CEMAGREF: ISBN 978-2-85362-383-4.
- XVII. UNITED STATES DEPARTEMENT OF THE INTERIOR Design oh Small Dams (1987)

XII. ANNEXES

ANNEXE I : SERVICE METEOROLOGIQUE STATION DE DIAPAGA

LATITUDE 12°04 N LONGITUDE 01°47 E ALTITUDE 270 M

Tableau 25 PLUVIOMETRIE MAXIMALE EN 24 HEURES Période (1939-2019)

Année	Jan	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	AN
1939			9,0	7,0	35,7	26,0	56,5	29,5	20,0				56,5
1940			1,0	3,0	27,0	75,0	51,5	57,3	35,2	13,0			75,0
1941	13,5		TR	13,5	47,0	42,0	45,5	55,0	40,3	43,0	TR		55,0
1942			4,0	34,5	17,6	35,1	38,5	47,6	30,0	14,1			47,6
1943			10,0	19,0	23,5	78,0	81,6	83,5	23,6	5,2			83,5
1944			6,0	8,3	6,4	27,0	54,6	33,5	66,5	17,6		5,0	66,5

1945				9,3	40,7	43,0	2,3	35,0	34,8	18,5			43,0
1946					72,2	39,0	3,5	3,8	50,5	6,8			72,2
1947		27,0		14,5	1,5	48,7	39,6	44,5	41,2	9,7	TR		48,7
1948			TR	26,2	45,6	47,0	59,0	58,5	26,7				59,0
1949				9,5	57,0	13,5	2,2	45,7	25,0	46,1	23,0		57,0
1950		7,5		1,5	20,7	18,3	43,6	47,0	92,0	26,5		12,5	92,0
1951			24,4	TR	42,7	25,0	43,3	43,2	37,8	77,5	23,3		77,5
1952			TR	23,9	28,3	41,6	50,4	53,8	38,0				53,8
1953			TR	20,0	106,6	29,6	29,1	32,2	49,9	45,5	17,3		106,8
1954			3,7	30,7	38,7	38,2	40,7	72,4	33,9	1,7	7,1		72,4
1955	TR		12,6	27,8	28,2	48,8	52,0	38,7	47,7	36,3			52,0
1956			10,8	2,2	17,5	62,2	44,5	83,4	29,2	30,5		1,5	83,4
1957			TR	29,9	13,7	2,5	56,0	45,5	38,5	31,4			56,0
1958				67,1	35,5	21,6	20,5	40,5	24,5	11,0	16,7		67,1
1959		8,2	14,4	37,0	32,7	25,1	55,0	83,3	25,5	12,2			83,3
1960			1,5	29,3	14,2	23,1	39,4	26,0	50,6	5,7		TR	50,6
1961	TR		5,7	23,2	33,0	18,0	55,6	71,9	41,2				71,9
1962				31,0	30,1	38,0	41,5	47,2	63,3	9,5	29,6		63,3
1963		TR	12,0	12,3	44,6	33,5	38,6	29,0	46,5	24,1	5,9		46,5
1964			0,7	48,0	45,0	32,4	46,4	39,1	41,5	TR			48,0
1965	3,1			10,7	24,7	25,6	52,3	116,6	52,2	3,4			116,6
1966		TR	30,3	31,9	51,3	38,8	44,7	36,3	43,0	11,3	2,8		51,3
1967			11,7	20,8	14,0	34,0	49,0	52,0	37,0	5,8			52,0
1968			TR	23,0	48,6	44,5	34,7	45,7	33,5	26,5			48,6
1969			TR	15,5	18,1	52,1	31,1	41,0	26,3	16,2	0,4		52,1
1970			TR	0,3	16,8	49,5	32,9	84,0	23,1				84,0
1971		TR	4,9	13,8	29,4	24,0	49,6	16,0	21,7	3,6			49,6
1972		TR	TR	9,3	34,8	24,3	32,0	42,7	25,0	15,4		0,4	42,7
1973			8,8	12,5	30,7	29,6	70,9	36,8	30,1	42,3			70,9
1974	TR		TR	TR	49,4	33,2	41,0	36,1	29,5	24,4			49,4
1975			TR	33,6	23,0	27,7	51,9	58,0	45,8	TR	TR		58,0
1976				12,4	26,6	23,6	30,5	70,7	46,3	28,6	7,1		70,7
1977			4,5	2,0	27,1	32,5	25,7	56,7	25,3	16,0			56,7

1978			20,5	48,8	37,6	24,8	99,4	35,3	102,4				99,4
1979			1,8	TR	21,2	39,8	49,3	53,2	25,7	33,4			53,2
1980				3,1		14,6	32,6	67,6	45,2	16,8			67,6
1981				11,7	44,7	40,5	70,0	34,0	24,8				70,0
1982		6,8	21,0	13,5	46,0	64,0	40,0	29,8	33,8	21,4			64,0
1983		6,6		TR	37,7	23,1	42,7	60,1	19,5	TR			60,1
1984			15,2		27,7	51,6	44,3	32,4	28,7	4,5			51,6
1985				6,8	13,0	41,5	37,4	34,0	36,0				41,5
1986			TR	9,1	12,5	20,8	48,9	52,1	15,1	3,4	TR	4,0	52,1
1987			2,0	TR	13,5	39,1	34,2	43,0		8,4			43,0
1988				12,6	12,4	39,8	73,8	70,0	48,0	6,9			73,8
1989				27,2	48,2	28,7	79,0	29,5	24,0				79,0
1990				15,3	23,5	69,7	32,8	33,1					69,7
1991		8,0	1,7	42,0	34,1	29,3	42,5	43,0	17,9	31,9			43,0
1992													
1993			16,3	5,5	19,7	25,5	36,9	74,8	24,3	4,3			74,8
1994			TR	24,0	48,0	47,6	48,0	87,5	50,7	36,3			87,5
1995		TR	4,3	10,5	21,2	48,9	30,8	65,5	2,3				65,5
1996				24,7	36,0	28,0	24,0	47,6	38,8	31,4			47,6
1997			57,5	3,5	44,5	40,0	32,5	35,7	43,1	32,1			57,5
1998				43,0	60,7	35,6	28,0	61,2	24,0	12,6			61,2
1999				11,0	10,7	67,4	98,0	76,2	38,5	16,4			98,0
2000					12,3	35,6	38,0	63,0	22,8	24,9			63,0
2001					90,0	62,1	46,2	37,9	21,9	7,0			90,0
2002				13,0	32,2	32,0	55,3	63,8	38,9	25,2			63,8
2003			6,5	24,9	27,9	43,5	66,5	66,7	55,8	14,8			66,7
2004					21,6	16,6	30,0	52,0	32,6	16,0			52,0
2005													
2006					28,1	33,2	53,6	70,4	46,0	9,8			70,4
2007				6,5	39,7	50,9	53,8	63,1	40,2	11,0			63,1
2008				37,7	28,8	41,5	77,7	81,2	41,1	20,6			77,7
2009				11,0	32,0		90,8	65,2	85,0	2,0			90,8
2010				6,0	32,0	37,0	65,0	40,0	37,0	79,5			79,5

2011		6,0		8,0	19,5	37,0	26,0	45,9	30,2	15,4			45,9
2012	0	18	0	8	27,2	44,7	42,5	43	64,5	32,6	0	0	64,5
2013	0,0	0,0	0,0	57,0		36,8	49,7	75,8	14,2	30,1	0,0	0,0	75,8
2014	0,0	0,0	0,0	38,7	26,0	17,2							38,7
2015		0,0	0,0		23,7	50,3	72,0	136,5	34,1	6,4	0,0	0,0	136,5
2016	0,0	0,0	0,0	26,0	22,8	12,4		38,9	29,4				38,9
2017	0,0	0,0	0,0	0,0	34,4	30,4	67,4						67,4
2018	0	10	0	0	59,7	29,6	37,2	44,8	37,2	52,6	0	0	59,7
2019	0	0	0	0	15	29,5	63,2	60,1	45		0	0	63,2

Tableau 26: PLUVIOMETRIE MENSUELLE (mm) Période (1930-1964)

Année		Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
1930	0,0	0,0	0,0	22,1	167,0	110,0	106,0	227,0	137,0	40,0	18,0	0,0	827,1
1931	0,0	0,0	6,0	50,0	178,0	112,0	218,0	258,0	348,0	0,0	40,0	0,0	1 210,0
1932	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	**	0,0*
1933	0,0	0,0	0,0	53,5	22,0	57,0	233,0	169,0	136,0	13,0	7,0	0,0	690,5
1934	0,0	0,0	0,0	10,0	14,5	103,3	187,9	466,0	79,2	36,7	0,0	0,0	897,6
1935	0,0	0,0	10,7	17,9	101,0	146,1	320,0	491,2	163,3	64,5	0,0	0,0	1 314,7
1936	0,0	19,0	0,0	2,9	103,6	88,5	167,9	294,0	197,1	13,0	0,0	0,0	886,0
1937	0,0	0,0	0,0	9,7	118,0	171,6	151,5	351,5	171,0	1,0	0,0	0,0	974,3
1938	0,0	0,0	14,8	2,5	131,0	122,7	166,2	272,8	178,4	34,5	0,0	0,0	922,9
1939	0,0	0,0	9,0	0,0	71,2	100,7	114,0	125,0	131,7	0,0	0,0	0,0	551,6
1940	0,0	0,0	1,0	3,0	73,5	139,1	218,1	256,2	156,0	36,2	0,0	0,0	883,1
1941	13,5	0,0	0,0	31,5	110,5	111,5	173,2	300,4	116,6	47,5	0,0	0,0	904,7
1942	0,0	0,0	4,0	45,5	62,0	143,5	119,2	249,0	91,0	35,0	0,0	0,0	749,2
1943	0,0	0,0	10,0	47,0	30,3	226,5	236,6	432,1	112,3	8,2	0,0	0,0	1 103,0
1944	0,0	0,0	6,0	10,5	10,9	92,8	113,2	234,7	113,1	51,6	0,0	7,0	639,8
1945	0,0	0,0	0,0	13,5	135,4	156,1	77,9	173,1	168,4	34,0	0,0	0,0	758,4
1946	0,0	0,0	0,0	0,0	94,5	109,7	156,4	182,2	268,4	11,8	0,0	0,0	823,0
1947	0,0	27,0	0,0	28,1	27,0	192,6	138,3	185,4	176,9	9,7	0,0	0,0	785,0
1948	0,0	0,0	0,0	35,8	125,2	183,6	241,0	285,3	131,3	0,0	0,0	0,0	1 002,2
1949	0,0	0,0	0,0	21,7	82,6	42,2	109,2	196,3	113,0	46,1	23,0	0,0	634,1

1950	0,0	7,5	0,0	1,5	56,7	75,0	186,8	238,8	286,8	26,5	0,0	12,5	892,1
1951	0,0	0,0	37,1	0,0	99,4	55,6	220,6	249,0	230,8	133,1	23,3	0,0	1 048,9
1952	0,0	0,0	0,0	23,9	47,7	151,3	145,4	266,3	167,8	0,0	0,0	0,0	802,4
1953	0,0	0,0	0,0	20,0	235,7	79,1	156,5	178,8	150,5	67,8	17,3	0,0	905,7
1954	0,0	0,0	3,7	44,7	99,8	159,6	186,2	303,1	170,9	1,7	11,7	0,0	981,4
1955	0,0	0,0	17,1	36,5	68,0	141,6	223,4	193,6	148,3	36,3	0,0	0,0	864,8
1956	0,0	0,0	10,8	32,2	54,2	115,1	255,9	329,7	164,0	56,6	0,0	1,5	1 020,0
1957	0,0	0,0	0,0	30,3	58,2	95,0	196,0	276,5	173,8	65,2	0,0	0,0	895,0
1958	0,0	0,0	0,0	101,6	74,4	74,0	40,6	224,5	81,5	17,2	17,2	0,0	631,0
1959	0,0	8,2	14,4	49,2	50,2	90,2	200,7	439,4	136,9	12,2	0,0	0,0	1 001,4
1960	0,0	0,0	11,5	68,2	38,4	73,0	250,8	104,7	176,9	9,9	0,0	0,0	733,4
1961	0,0	0,0	9,2	23,2	38,7	57,8	209,6	224,1	187,1	0,0	0,0	0,0	749,7
1962	0,0	0,0	0,0	59,2	66,3	113,3	95,1	378,7	303,7	25,9	34,1	0,0	1 076,3
1963	0,0	0,0	12,0	14,6	125,6	133,8	134,6	166,0	250,7	56,2	5,9	0,0	899,4
1964	0,0	0,0	0,7	48,0	93,8	175,7	294,3	258,2	216,1	0,0	0,0	0,0	1 086,8
1965	3,1	0,0	0,0	15,3	49,6	143,7	187,9	240,3	147,1	5,6	0,0	0,0	792,6
1966	0,0	0,0	30,3	37,9	96,0	133,1	116,1	238,6	225,0	14,9	2,8	0,0	894,7
1967	0,0	0,0	15,1	26,7	36,3	158,9	178,5	208,8	152,3	5,8	0,0	0,0	782,4
1968	0,0	0,0	0,0	31,6	155,6	158,7	128,2	199,0	109,5	59,2	0,0	0,0	841,8
1969	0,0	0,0	0,0	32,2	60,5	149,6	145,5	236,5	145,9	31,3	0,4	0,0	801,9
1970	0,0	0,0	0,0	0,3	67,0	103,5	216,3	428,1	145,1	0,0	0,0	0,0	960,3
1971	0,0	0,0	9,7	13,8	57,2	79,0	179,4	87,5	65,8	5,3	0,0	0,0	497,7
1972	0,0	0,0	0,0	16,4	125,5	83,0	113,4	154,4	136,4	33,8	0,0	0,5	663,4
1973	0,0	0,0	9,7	17,1	35,8	109,8	236,9	157,5	131,9	46,3	0,0	0,0	745,0
1974	0,0	0,0	0,0	0,0	130,3	67,0	220,8	207,8	141,1	35,7	0,0	0,0	802,7
1975	0,0	0,0	0,0	113,9	102,4	91,3	250,3	272,3	207,9	0,0	0,0	0,0	1 038,1
1976	0,0	0,0	0,0	12,4	60,8	97,3	98,3	366,5	130,2	97,1	11,8	0,0	874,4
1977	0,0	0,0	4,5	2,0	40,8	67,6	145,1	210,8	124,2	20,5	0,0	0,0	615,5
1978	0,0	0,0	24,2	93,7	74,7	82,8	147,3	143,1	177,3	0,0	0,0	0,0	743,1
1979	0,0	0,0	3,0	0,0	75,9	136,3	168,0	198,0	103,2	63,9	0,0	0,0	748,3
1980	0,0	**	0,0	3,1	**	54,4	81,2	307,7	119,9	52,7	0,0	0,0	619,0*

1981	0,0	0,0	0,0	15,7	112,8	121,3	256,3	168,6	91,6	62,0	0,0	0,0	828,3
1982	0,0	10,6	21,0	15,0	79,2	231,0	123,2	142,0	92,8	60,3	0,0	0,0	775,1
1983	0,0	6,6	0,0	0,0	94,0	88,9	158,3	187,3	86,9	0,0	0,0	0,0	622,0
1984	0,0	**	15,6	0,0	79,9	119,6	147,8	184,5	158,7	8,6	0,0	0,0	714,7*
1985	0,0	**	0,0	6,8	22,1	119,1	116,8	149,1	96,4	0,0	0,0	0,0	510,3*
1986	0,0	0,0	0,0	17,9	31,2	50,2	197,8	202,7	93,7	4,9	0,0	4,0	602,4
1987	0,0	0,0	2,0	0,0	30,5	87,4	215,5	175,6	0,9	25,7	0,0	0,0	537,6
1988	0,0	**	0,0	14,8	20,8	135,6	341,6	221,9	325,7	6,9	0,0	0,0	1 067,3
1989	0,0	0,0	0,0	0,0	50,7	160,7	81,5	244,9	96,3	43,3	0,0	0,0	677,4
1990	0,0	0,0	0,0	0,0	33,3	104,2	197,3	91,4	149,3	0,0	0,0	0,0	575,5
1991	0,0	8,0	1,7	62,8	102,7	80,9	177,0	153,5	44,2	71,6	0,0	0,0	702,4
1992													
1993	0,0	0,0	16,3	5,5	29,6	82,2	122,4	296,4	100,7	5,6	0,0	0,0	658,7
1994	0,0	0,0	0,0	29,5	91,3	156,5	192,4	497,2	153,8	116,1	**	**	1 236,8
1995	0,0	0,0	4,3	17,6	45,9	70,7	155,9	273,1	63,8	25,8	10,3	0,0	667,4
1996	0,0	0,0	0,0	42,3	76,0	134,3	40,1	229,3	134,5	37,6	0,0	0,0	694,1
1997	0,0	0,0	89,0	3,5	119,8	144,2	54,5	125,1	**	**	**	**	536,1
1998				83,6	128,1	126,0	58,5	212,6	61,8	40,2			710,8
1999													
2000					31,1	121,4	143,6	279,0	98,9	45,3			719,3
2001					177,7	157,1	179,5	193,5	69,8	7,0			784,6
2002				20,2	55,4	69,7	160,7	282,9	135,3	88,8			813,0
2003			6,5	43,4	74,1	121,2	211,7	344,3	212,0	14,8			1 028,0
2004					72,2	45,3	162,2	212,7	172,6	16,0			681,0
2005													
2006					59,0	57,3	191,0	255,7	146,1	16,8			725,9
2007				6,5	116,1	75,3	264,8	248,4	84,9	15,6			811,6
2008				37,7	58,7	150,8	286,0	161,8	161,7	50,5			907,2
2009				15,5	75,6		325,9	240,0	294,1	24,6			975,7
2010				6,0	120,9	142,4	154,3	288,9	185,9	171,1			1 069,5
2011		6,0		8,0	35,9	61,4	73,5	290,9	109,8	19,6			605,1
2012	0	18	0	13,5	62,9	121,1	131,1	161,6	172,4	90,7	0	0	771,3

2013	0,0	0,0	0,0	71,4		139,1	236,1	357,9	41,5	54,0	0,0	0,0	900,0
2014	0,0	0,0	0,0	44,7	58,2	58,7							161,6
2015		0,0	0,0		43,1	135,7	184,8	544,0	214,7	13,7	0,0	0,0	1 136,0
2016	0,0	0,0	0,0	31,8	67,0	33,6		300,8	139,0				572,2
2017	0,0	0,0	0,0	0,0	121,9	87,2	290,4						499,5
2018	0	10	0	0	161,5	100,7	147,5	245,1	189,3	72,3	0	0	926,4
2019	0	0	0	0	41,7	88,6	253,6	223,7	210,6		0	0	818,2

ANNEXE II : SERVICE METEOROLOGIQUE STATION DE FADA

Tableau 27.1. PLUVIOMETRIE MAXIMALE EN 24 HEURES Période (2000-2010)

Année	Jan.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	P.AN
1970	0,0	0,0	0,0	4,3	11,2	16,9	61,5	54,7	54,7	0,0	0,0	0,0	61,5
1971	0,0	0,0	15,1	2,0	33,3	17,7	47,4	54,8	33,5	18,4	0,0	0,0	54,8
1972	0,0	0,0	4,3	67,8	14,5	24,2	43,1	43,6	54,5	16,0	0,0	0,0	67,8
1973	0,0	0,9	11,3	3,8	35,4	21,5	81,7	55,3	17,5	0,8	0,0	0,0	81,7
1974	0,0	0,0	5,5	4,7	26,4	40,6	48,5	39,0	29,9	34,8	0,0	0,0	48,5
1975	0,0	0,0	0,6	5,0	51,9	29,5	61,9	60,8	64,8	4,7	0,2	0,0	64,8
1976	0,0	0,0	0,0	8,8	20,0	46,7	42,5	15,4	16,2	32,4	0,0	0,0	46,7
1977	0,0	0,0	1,7	1,4	76,3	21,2	22,0	133,0	43,8	31,7	0,1	0,0	133,0
1978	0,0	0,0	35,6	15,1	34,8	28,3	45,1	47,1	47,5	6,3	0,3	0,0	47,5
1979	0,0	0,0	1,6	13,8	35,0	35,8	56,0	64,0	33,6	17,0	0,0	0,0	64,0
1980	0,0	0,0	0,0	4,6	28,4	46,9	41,3	65,4	21,9	15,1	0,0	0,0	65,4
1981	0,0	0,0	1,2	3,1	34,9	16,3	75,3	26,7	10,8	18,8	0,0	0,0	75,3
1982	0,0	3,2	8,6	1,8	17,7	20,2	70,2	34,3	21,9	20,7	0,0	0,0	70,2
1983	0,0	3,2	0,0	2,0	17,8	49,6	24,8	49,9	45,3	0,2	0,0	0,0	49,9
1984	0,0	0,0	1,6	47,8	26,5	49,7	36,4	52,5	28,0	8,9	0,4	0,0	52,5
1985	0,0	0,0	0,0	0,0	16,2	61,4	49,1	45,9	31,2	11,3	0,0	0,0	61,4
1986	0,0	0,0	6,6	4,0	15,6	62,3	38,4	35,7	53,7	10,2	7,8	0,0	62,3
1987	0,0	0,0	0,0	20,1	17,5	34,8	47,9	34,9	44,4	6,2	0,0	0,0	47,9
1988	0,0	0,0	0,6	47,3	10,4	63,1	31,8	33,4	26,6	0,0	3,6	0,0	63,1
1989	0,0	0,0	1,7	18,6	9,0	40,7	69,8	46,2	47,0	29,0	0,0	36,8	69,8
1990	0,0	0,0	0,0	6,1	52,0	25,2	34,6	71,1	35,8	8,8	0,0	1,5	71,1
1991	0,0	0,0	25,0	23,3	108,0	45,0	47,2	18,0	18,6	43,2	0,0	0,0	108,0
1992	0,0	0,0	4,0	19,9	18,6	32,0	48,0	46,5	47,9	17,4	3,0	0,0	48,0
1993	0,0	0,0	2,5	8,1	19,4	30,1	72,3	73,2	28,9	9,6	0,0	0,0	73,2
1994	0,0	0,0	12,0	23,3	108,0	45,0	47,2	18,0	18,6	43,2	0,0	0,0	108,0
1995	0,0	0,0	8,1	32,0	42,5	14,1	56,4	70,7	41,0	11,2	0,0	0,0	70,7
1996	0,0	0,0	1,6	5,6	19,7	27,1	48,1	29,5	24,5	10,3	0,0	0,0	48,1
1997	0,0	0,0	42,1	5,0	25,9	23,7	35,6	34,9	28,9	5,0	0,0	0,0	42,1
1998	0,0	0,0	0,0	36,1	51,9	37,3	35,6	51,9	42,8	38,0	0,0	0,0	51,9

1999	0,0	0,0	0,0	20,0	21,3	15,6	21,8	65,2	27,3	6,9	0,0	0,0	65,2
2000	0,0	0,0	0,0	35,0	20,8	41,6	29,8	33,1	46,4	14,6	0,0	0,0	46,4
2001	0,0	0,0	0,0	0,3	43,3	47,3	38,8	58,6	39,8	11,4	0,0	0,0	58,6
2002	0,0	0,0	0,0	7,5	13,0		34,3	27,4	42,4	18,9	12,4	0,0	49,0
2003	0,0	0,0	0,0	30,3	46,1	49,0	62,1	66,8	43,5	29,1	0,0	0,0	66,8
2004	0,0	0,0	1,8	27,1	35,5	34,5	44,3	47,6	32,5	18,9	0,0	0,0	47,6
2005	0,0	0,0	5,9	8,3	51,6	25,3	67,8	38,9	92,3	6,6	0,0	0,0	92,3
2006	0,0	11,2	0,0	2,6	15,8	55,6	39,5	61,4	58,6	21,6	0,0	0,0	61,4
2007	0,0	0,0	3,6	44,7	15,8	32,8	49,8	72,5	22,2	5,8	0,0	0,0	72,5
2008	0,0	0,0	0,5	6,8	65,5	66,6	68,4	76,7	43,0	23,1	0,0	0,0	76,7
2009	0,0	0,0	1,3	3,0	18,3	42,7	49,3	63,4	35,4	47,2	0,0	0,0	63,4
2010	0,0	0,0	0,0	19,9	28,0	45,3	61,1	49,5	18,0	34,7	0,0	0,0	61,1
2011													80,0
2012													91,3
2013													67,0
2014													59,6

Année	Jan	Fév	Mar	Avril	Mai	Juin	Juill	Août	Sept.	Oct.	Nov	Déc	Total
1970	0,0	0,0	0,0	8,4	32,0	58,8	191,4	264,0	177,8	0,0	0,0	0,0	732,4
1971	0,0	0,0	15,1	2,8	69,8	86,0	180,5	201,3	157,6	25,9	0,0	0,0	739,0
1972	0,0	0,0	6,7	90,4	49,2	67,0	226,0	194,4	156,1	50,1	0,0	0,0	839,9
1973	0,0	1,8	21,2	5,7	55,3	94,0	253,1	242,3	55,1	1,4	0,0	0,0	729,9
1974	0,0	0,0	5,5	5,3	50,0	91,9	207,1	209,9	177,1	66,7	0,0	0,0	813,5
1975	0,0	0,0	0,6	5,5	120,2	81,7	254,6	237,7	291,1	4,8	0,2	0,0	996,4
1976	0,0	0,0	0,0	20,2	85,3	158,1	143,9	122,6	58,3	152,6	0,0	0,0	741,0
1977	0,0	0,0	1,7	2,7	121,4	67,6	**	388,3	218,3	33,9	0,1	0,0	834,0*
1978	0,0	0,0	82,9	48,9	115,1	115,6	125,7	140,8	135,9	19,0	0,3	0,0	784,2
1979	0,0	0,0	2,5	23,3	99,3	153,3	239,3	199,2	157,2	34,0	0,0	0,0	908,1
1980	0,0	0,0	0,0	5,2	60,4	151,8	90,4	292,6	73,1	36,0	0,0	0,0	709,5
1981	0,0	0,0	2,3	4,9	121,5	61,2	337,0	177,5	58,9	22,0	0,0	0,0	785,3
1982	0,0	3,2	9,0	2,7	84,9	84,4	266,1	170,0	93,6	75,8	0,0	0,0	789,7
1983	0,0	3,2	0,0	2,6	55,0	177,6	121,9	164,8	142,6	0,2	0,0	0,0	667,9
1984	0,0	0,0	1,6	94,5	56,2	133,1	92,6	118,4	132,4	17,9	0,4	0,0	647,1
1985	0,0	0,0	0,0	0,0	48,4	176,0	185,1	187,7	157,0	11,3	0,0	0,0	765,5
1986	0,0	0,0	6,6	11,6	23,4	119,2	124,1	135,9	166,6	16,7	8,3	0,0	612,4
1987	0,0	0,0	0,0	20,1	20,9	112,4	171,1	160,1	135,1	26,0	0,0	0,0	645,7
1988	0,0	0,0	0,6	115,1	17,5	134,6	114,3	236,4	142,6	0,0	3,6	0,0	764,7
1989	0,0	0,0	2,0	18,6	10,0	121,8	301,0	230,9	164,1	42,6	0,0	38,8	929,8
1990	0,0	0,0	0,0	10,8	96,7	71,9	92,3	168,6	116,3	8,8	0,0	2,6	568,0
1991	0,0	0,0	33,0	51,7	315,8	128,0	152,0	115,6	67,3	148,1	0,0	0,0	1 011,5
1992	0,0	0,0	4,0	26,4	81,7	93,0	239,6	310,6	141,2	33,8	3,2	0,0	933,5
1993	0,0	0,0	5,0	8,2	49,4	117,1	313,0	272,7	107,0	21,0	0,0	0,0	893,4
1994	0,0	0,0	12,0	51,7	315,9	128,0	152,0	115,6	67,3	148,1	0,0	0,0	990,6
1995	0,0	0,0	14,6	48,1	46,4	64,6	201,6	414,7	66,5	26,7	0,0	0,0	883,2
1996	0,0	0,0	1,6	6,3	71,5	133,8	171,0	191,7	121,8	26,1	0,0	0,0	723,8
1997	0,0	0,0	96,3	8,9	109,6	87,4	122,1	92,0	135,1	13,8	0,0	0,0	665,2
1998	0,0	0,0	0,0	53,4	97,4	155,8	109,0	239,7	208,3	63,1	0,0	0,0	926,7
1999	0,0	0,0	0,0	58,9	51,2	58,5	115,5	230,5	211,1	6,9	0,0	0,0	732,6
2000	0,0	0,0	0,0	46,0	74,2	116,8	90,2	191,6	119,0	48,4	0,0	0,0	686,2
2001	0,0	0,0	0,0	0,3	150,6	169,0	117,1	207,6	144,9	12,3	0,0	0,0	801,8
2002	0,0	0,0	0,0	10,8	33,2	98,9	152,1	164,9	127,4	57,7	13,0	0,0	658,0
2003	0,0	0,0	0,0	57,7	85,6	81,7	187,3	302,1	254,2	55,4	0,0	0,0	1 024,0
2004	0,0	0,0	1,8	66,7	96,7	111,8	216,8	220,9	150,2	20,6	0,0	0,0	885,5

2005	0,0	0,0	5,9	16,9	139,8	118,4	182,1	171,7	200,1	9,0	0,0	0,0	843,9
2006	0,0	11,2	0,0	2,6	42,7	84,4	236,9	218,5	181,2	62,5	0,0	0,0	840,0
2007	0,0	0,0	5,3	57,0	34,8	137,2	163,7	301,2	83,8	9,4	0,0	0,0	792,4
2008	0,0	0,0	0,5	12,5	115,9	122,0	207,9	385,1	177,4	51,6	0,0	0,0	1 072,9
2009	0,0	0,0	1,3	4,7	44,7	146,7	200,4	316,0	119,6	103,6	0,0	0,0	937,0
2010	0,0	0,0	0,0	23,9	63,3	111,9	175,1	194,4	134,0	64,2	0,0	0,0	766,8
2011													757,4
2012													824,2
2013													789,1
2014													813,9

Tableau 28:2. PLUVIOMETRIE MENSUELLE (mm) Période (2000-2010)

ANNEXE III : CARACTERISTIQUES H-S-V DU BARRAGE

Tableau 29: Données hauteur, volume et surface

N°	Cote	Superficie partielle (m ²)	Superficie partielle (ha)	Tranches d'eau (m)	Superficie moyenne (ha)	Volume partiel (m ³)	Volume cumulé (m ³)
1	241,19	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	242,50	10 044,01	1,00	1,31	0,50	6 578,83	6 578,83
3	243,00	33 809,25	3,38	0,50	2,19	10 963,31	17 542,14
4	243,50	77 375,80	7,74	0,50	5,56	27 796,26	45 338,40
5	244,00	121 923,21	12,19	0,50	9,96	49 824,75	95 163,16
6	244,50	165 152,08	16,52	0,50	14,35	71 768,82	166 931,98
7	245,00	219 600,61	21,96	0,50	19,24	96 188,17	263 120,15
8	245,50	290 003,63	29,00	0,50	25,48	127 401,06	390 521,21
9	246,00	350 758,23	35,08	0,50	32,04	160 190,46	550 711,67
10	246,50	419 893,41	41,99	0,50	38,53	192 662,91	743 374,58
11	247,00	475 076,47	47,51	0,50	44,75	223 742,47	967 117,05
12	247,50	531 663,41	53,17	0,50	50,34	251 684,97	1 218 802,02
13	248,00	591 044,29	59,10	0,50	56,14	280 676,93	1 499 478,95
14	248,50	644 789,36	64,48	0,50	61,79	308 958,41	1 808 437,36
15	249,00	692 844,15	69,28	0,50	66,88	334 408,38	2 142 845,74
16	249,50	737 186,65	73,72	0,50	71,50	357 507,70	2 500 353,44

Tableau 30: Exploitation de la retenue

Exploitation de la retenue													
Périodes	Début période		Evaporation			Infiltration			Humains	Irrigation	Pastoralisme	Fin de période	
	Niveau	Volume	Hauteur d'eau évaporée (mm)	Nouveau niveau	Volume corresp. (m3)	Hauteur d'eau infiltrée	Nouveau niveau	Volume corresp (m3)	Volume prélevé	Volume consommé	Volume consommé	Volume	Niveau
Juin	248,00	1 499 478,95	155,78	247,84	1499478,79	60,00	247,78	1499478,73	5041,8	7851,089	104181,2	1 491 628	247,99
Juillet	247,99	1 491 627,65	128,34	247,86	1218802,38	62,00	247,80	1218802,32	5041,8	7851,089	104181,2	1 210 951	247,71
Aout	247,71	1 210 951,23	117,37	247,60	967117,65	62,00	247,53	967117,59	5041,8	7851,089	104181,2	959 266	246,98
Septembre	246,98	959 266,50	117,24	246,87	743374,95	60,00	246,81	743374,89	5041,8	7851,089	104181,2	735 524	246,48
Octobre	246,48	735 523,80	145,47	246,34	550712,01	62,00	246,27	550711,95	5041,8	7851,089	104181,2	542 861	245,98
Novembre	245,98	542 860,86	162,10	245,82	390521,53	60,00	245,76	390521,47	5041,8	6 803	104181,2	383 719	245,48
Décembre	245,48	383 718,55	174,14	245,30	263120,46	62,00	245,24	263120,39	5041,8	6 803	104181,2	256 317	244,97
Janvier	244,97	256 317,47	185,65	244,79	166932,27	62,00	244,73	166932,20	5041,8	6 803	104181,2	160 129	244,46
Février	244,46	160 129,28	179,89	244,28	95163,44	56,00	244,23	95163,38	5041,8	6 803	104181,2	88 360	243,95
Mars	243,95	88 360,47	214,60	243,74	45338,64	62,00	243,68	45338,58	5041,8	6 803	104181,2	38 536	243,43

ANNEXE IV : CALCUL D'ETUDE HYDROLOGIQUES

DETERMINATION DE Q10 PAR LA METHODE ORSTOM

Tableau 31: Calcul de kr70 avec Ig corrige = 8,7 m/km

a'	b'	c'	—
156,25	20	18,5	
Kr70	20,69476908		0,20694769
Calcul de kr100 avec Ig corrige = 8,7 m/km			
a'	b'	c'	
165,625	30	18,5	
Kr100	20,53991773		0,20539918
Calcul de kr10 par interpolation linéaire avec Ig corrige = 8,7 m/km			
70	Kr70	20,69476908	
100	Kr100	20,53991773	
194	Kr10	27,51479911	0,27514799
Calcul de Temps de base avec Ig corrige = 8,7 m/km			
Ig corrige	a	b	
8,604096903	95	80	
Tb10 (min)	620,1602248		10,3360037
Tm10 (min)	204,653		12279,1725

Tableau 32: Calcul de kr70 avec Ig entre 7m/km et 15m/Km

a'	—	b'	—	c'	—
7	200	7	20	7	18,5
0	156,25	0	20	0	18,5
15	250	15	20	15	18,5
Calcul de kr100 avec Ig entre 7m/km et 15m/Km					
a'		b'		c'	
7	240	7	30	7	22
0	165,625	0	30	0	18,5
15	325	15	30	15	26

Calcul de Temps de base avec Ig entre 7m/km et 15m/Km					
a		b			
7	95	7	80		
8,6040969	108,6348237	8,6040969	92,431751		
15	163	15	142		

Régime Zone tropicale sèche car Pan est comprise entre 750 -1050 mm FAO P53	—
Coefficient de Ruissellement Kr70	$Kr70 = (a'/(S+b')) + c'$
Coefficient de Ruissellement Kr100	$Kr100 = (a'/(S+b')) + c'$
Temps de base décennale	$Tb10 = a \times S^{(0,36)} + b$
Temps de monté décennale	$Tm10 = 0,33 \times Tb10$

Tableau 33: Récapitulatif Calculs du Débit du projet Q100

Tableau 34: METHODE CIEH

Equations	a	s	Ig	Kr	Dd	S (km²)	Pm10 (mm)	Ig	Kr10 (%)	Q10 (m³/s)
12	0,095	0,643	0,406	1,038	0	51,192	88,70	8,6041	27,515	68,837
27	0,56	0,619	0,279	0,51	0	51,192	88,70	8,6041	27,515	67,043
39	0,41	0,425	0,279	0	0,923	51,192	88,70	8,6041	27,515	162,699
40	0,254	0,462	0,101	0,976	0	51,192	88,70	8,6041	27,515	20,114
40	0,254	0,462	0,101	0,976	0	51,192	88,70	8,6041 Q10	27,515 79,673	20,114
								Q10		79,673
								C		2,003
								C		2,233
								Q100		160

Tableau 35: Méthode ORSTOM

Méthode ORSTOM											
A	P10 (mm)	P10(m)	Kr10	α 10	S (km ²)	S (m ²)	Tb10 (min)	Tb(h)	Tb(s)	P100 (mm)	P100(m)
0,7829	88,7	0,09	0,2751	2,6	51,192	5E+07	620,2	10,336	37210	122	0,122
Qr10	68,3459946										
Q10	71,76329433										
C	2,003										
Q100	143,73										

Tableau 36: Paramètres Physiques du bassin versant

Paramètres Physiques du bassin versant			
Paramètre	Symbole	Valeur	Unité
Surface	S	51,192	Km ²
Périmètre	P	36,719	Km
Typologie du bassin versant suivant la taille	Petit bassin versant		
Typologie du réseau hydrographique	Dendritique		
Côte maxi	H5%	353	m
Côte mini	H95%	240	m
Dénivelée (D = Côte maxi-Côte min)	D	113	m
Pluie moyenne annuelle	Pmoy	809,00	mm
Pluie moyenne décennale Humide	P10	1050	mm
Pluie moyenne centennale Humide	P100	1250	mm
Abattement ($A=1-[(161-0.042P_{an})/1000*\log S]$)	A	0,783	-
Indice de Compacité ($I_{comp} = 0,282 \times P \times S^{-(1/2)}$)	Icomp	1,447	-
Longueur du rectangle ($L_{rect} = S^{(1/2)} * (I_{comp}/1,128) * (1 + (1 - (1,128/I_{comp})^2)^{(1/2)})$)	Lrect	14,931	Km
Largeur du rectangle ($l_{rect} = S/L_{rect}$)	l rect	3,429	Km
Longueur du plus long cours d'eau	L	8,689	Km
Longueur totale du réseau	Lt	108,51	Km
($P_{m10}=P10* A$)	Pm10	48,461	mm
Indice global de Pente ($I_g = D/L_{rect}$)	Ig	7,568	m/Km
Pente transversale	It	9,64	m/km
Pente longitudinale du bassin versant ($0,026/S^{0,5}$)	I	0,036	%
Indice global de Pente corrigée ($I_{gcorr} = (((n - 1) * I_g) + I_t) / n$)	Ignorer	8,604	m/Km
Densité spécifique ($D_s = S * I_{gcorr}^{(1/2)}$)	Ds	61,561	-
Densité de drainage ($D_d = S/L$)	Dd	0,472	-

Coefficient de compacité de GRAVELIUS ($KG = P / (2 \times \text{Racine}(\pi \times S))$)	KG	1,437	
Relief	R1	Relief Modéré Ds [50,100]	-
Perméabilité	RI	(bassins relativement imperméables avec des zones perméables d'étendues notables)	-
Hydrographie	D	Bassin versant allonger car $KG \gg 1$	-

Tableau 37: Apports solides

Apports solides							
Formule de Gresillon							
S (km ²)	Pan (mm)	$/an) = 700 * ((Pan / 500)^{-2,2})^*$	$Vs(m^3/an) = D \times S$	V retenue (m ³)	n(ans)		
51,192	809,00	163,84	8 387,40	8 387,40	1		
Apports solides (Formule de Karambiri)							
S (km ²)	Pan (mm)	h	r	$/700)^{-2,02}) * (S^{-0,05})$	$Vs(m^3/an) = D \times S$	V retenue (m ³)	n(ans)
51,192	809,00	0,3	0,1	55,92	2 862,81	2 862,81	1
S	51,192						
Pan	809,00						
					85 884,25		
	Dégradation spécifique (m ³ /km ² /an)	175,41	163,84	55,9229623	169,63		
	Volume de sédiments (m ³ /an)	8 979,56	8 387,40	2 862,81	6 743,26		

Tableau 38: Apports liquides

méthode de Rodier					
	Pmoy	P5 sèche	P10 sèche	P5 humide	P10 humide
Pan (mm)	809,00	648	564	969	1050
Fréquence au non dépassement	-	0,2	0,1	0,8	0,9

Fréquence au dépassement	-	0,8	0,9	0,2	0,1
Le (mm)	121,35	39	32	100	190
Ke = Le / Pan	15,0%	6,0%	5,7%	10,3%	18,1%
volume(m3) = ke x S x P x1000	6 212 149,2	2 492 529,0	2 349 749,1	4 273 924,5	7 494 021,3

ANNAXE V : DIMENSIONNEMENT

Tableau 39: Dimensionnement du déversoir-Poids

Débit max (Q100)	160	m ³ /s
Coefficient de débit (m)	0,4	
Lame d'eau déversant (h)	0,70	m
Longueur du déversoir $L = Q / (m \times (2 \times g)^{(0,5)} \times h^{(1,5)})$	154,45	m
Longueur du pallier $L_p = L - (h \times (100/10))$	147	m
Longueur des rampes jusqu'à la cote digue $L_r = \text{Côte crête de la digue} - \text{PEN}$	15,00	m
Longueur Totale du déversoir $L_{td} = L_p + 2 \times L_r$	177	m
Vitesse de l'eau $V = (Q / (h \times L))$	1,48237647	m/s
PEN	248,00	m
Côte crête de la digue	249,50	m
PHE	248,70	m
Revanche R	0,50	m
Lame d'eau déversant (h) = $C_{\text{crête}} - \text{CPEN} - R$	1,00	m
Côte du fond du lit mineur	241,19	m
Hauteur maxi de la digue	8,31	m
Hauteur du déversoir	6,81	m

Tableau 40: Stabilité du déversoir

-	Force Hori	Force verticales	M/B(W)	M/B(U)	M/B(Pe)	M/B(Pt)	-	Remarque
Pe	286,3605				710			
Pt	14,9688					8,891		
Pp(W)		998,2098	7436,041938					
Sp(U)	471,5908			1590,8				
FR (Facteur de renversement)		Moment Sta/Moment Renv > 1,5					8,13355704	verifier
FG (Facteur de glissement)		$(W-U) \tan \phi + c * S_b / (P_e + P_t) \geq 1,2$					1,34560576	verifier
e (stabi interne)		$ e < b^2/2$ ($b^2 = b_1 + H r * \tan 60^\circ$)					2,4 < 7,9	verifier
Non fissuration		$ e < b^2/6$					2,4 < 2,65	verifier
Non rupture		$\delta_{\max} = (W-U/b^2) [1+(6* e /b^2)]$					2267,44 < 6000	verifier

Tableau 41: Dimensionnement du bassin de dissipation

Yn	=	$(q/(K_s \cdot I^{0,5}))^{3/5}$							
KS	:	Coefficient de rugosité		=	70	Compte tenu que l'ouvrage sera en béton lisse (Laboratoire hydraulique environnementale (LHE), École Polytechnique Fédérale de Lausanne page 60 de Christophe Ancey)			
I	:	Pente du Chenal		=	0,004				
Q	:	Débit de la crue Projet		=	160	m ³ /s			
L	:	Longueur du déversoir		=	154	m			
q	:	Q/L		=	1,04	m ² /s			
Yn	:			=		m			
Données:				Cote déversoir		248,00			
		PHE=	248,70	Cote digue		249,50			
				Cote TN		241,19			
Lame d'eau au-dessus du seuil :				h	=	0,70	m		

* Débit projet						160	m ³ /s		
* Pente : H0 = cote seuil - cote TN amont déversoir						8,31	m		
h/H0					:	0,08	m		
Yn/H0					:		m		
Les conditions suivantes sont respectées :									
0,05 < h/H0 < 0,70 ; 0,15 < yn/H0 < 0,80									
On lit sur l'abaque D/H0 :			0,13	alors on a D:		1,08	m		
* Pour l'enfoncement du bassin DH, prenons :						1,00	m		
H	=	H0+D	=	9,31	m				
V1	=	$(2 \cdot g \cdot (0,90 \cdot (H+h) - y1) ^{0,5})$							12,82
Y1	=	$Q/(L \cdot V1)$	donc	V1	=	$Q/Y1 \cdot L'$			12,97

Posons E:	La précision des itérations pour chercher Y1				$E = Q/(Y1 * L') - (2 * g * (0,90 * (H+h) - y1) ^{0,5}$				
					E =	0,15			
Par iterations on obtient:			Y1	=	0,080	m			
			V1	=	12,97	m/s			
Nombre de Froude			Fr	=	$V1/(g * Y1) ^{0,5}$	=	14,64		
			Y2 (m)	=	$(Y1/2) * ((1+8 * Fr^2) ^{0,5} - 1)$		1,62		
			V2 (m/s)	=	q/Y2		0,64		
La vitesse à l'entrée du bassin de dissipation V1=12,97 m/s (V1<15 m/s), Fr = 14,64 > 4,5					(V1 inf 15m/s), Fr = 14,68 sup 4,5		1,293588171		
donc il pourra être utilisé un bassin USBR de type II.									

Ce type de bassin comporte des blocs de chute et des blocs chicanes									
La longueur du bassin de dissipation : $L = 6*(Y2-Y1) =$					9,22	m	Sans blocs de chutes ni chicanes		
La mise en place des blocs de chute et de chicanes permet de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut hydraulique.									
Nous allons utiliser les abaques associés au bassin de type selon la classification extraite de design of Small dams									

La longueur du bassin de dissipation avec blocs de chute et chicane est $L'=Y2*2,8 =$							4,53	5,00	m
SC							1,29	1,30	m
a) blocs de chutes									
Y1 =	0,08	m							
dist bajoyer-bloc =	—	$0,5* Y1$	4	cm	Prenons:	10	cm ²		
hauteur	=	Y1	8	cm	Prenons:	15	cm		
largeur	=	Y1	8	cm	Prenons:	15	cm		
intervalle	=	Y1	8	cm	Prenons:	15	cm		
b) blocs chicane									
$h2/Y1=2,5;$	$h2 = Y1* 2,5$		20	cm	Prenons:	25	cm		
dist bajoyer-bloc =		$0,375*h2$	9	cm	Prenons:	10	cm		
hauteur	=	$h2 =$	25	cm	Prenons:	25	cm		

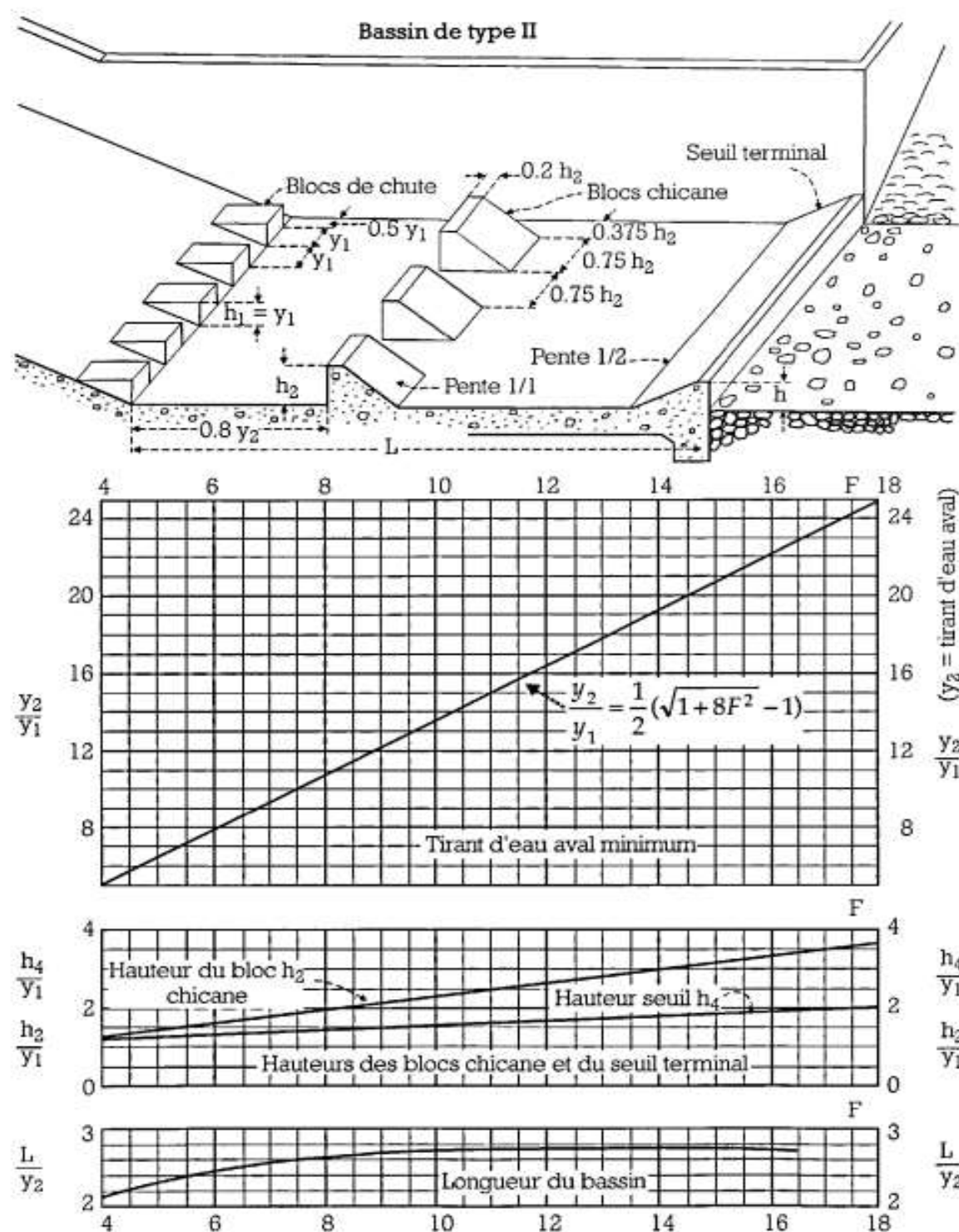
largeur	=	$0,75 \cdot h_2$ =	19	cm	Prenons:	20	cm		
intervalle	=	$0,75 \cdot h_2$ =	19	cm	Prenons:	20	cm		
épaisseur de crête =		$0,2 \cdot h_2$ =	5	cm	Prenons:	5	cm		
pente = m=1/1									
Base du bloc chicane						30	cm		
c) seuil terminal									
$h_4/Y_1 =$	1,5	$h_4 =$	0,12		Prenons:		cm		

Nombre de bloc Chicane

387,12083

Nombre du bloc Chaîne

773,24165



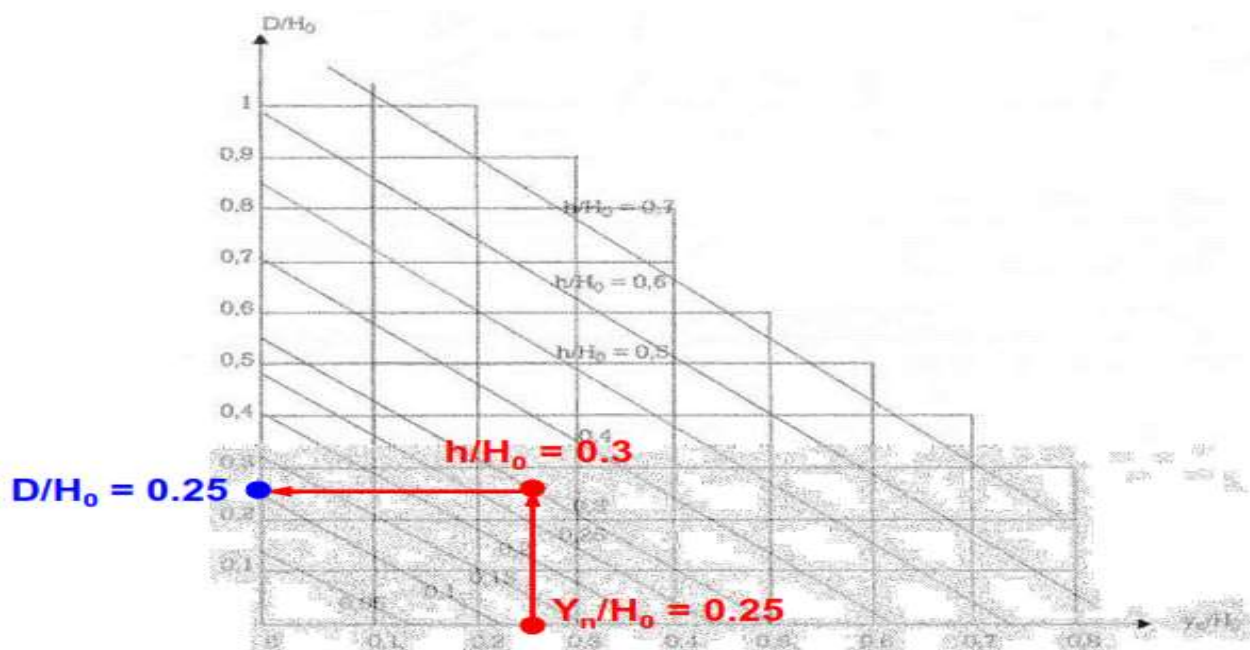


Figure 14: Abaque pour la détermination des paramètres du bassin

Tableau 42: Dimensionnement de la digue

Méthode de MALLET et PACQUANT		
Fetch (km)		7,73
Hauteur des vagues (m)		1,43
Vitesse des vagues (m/s)		2,45
A		0,75
g (m2/s)		9,81
Revanche (m)		1,30
Hauteur de la digue		
Cote crête		251,60
H normale de la retenue (m)		8,31
Charge max (m)		0,80
Revanche (m)		1,30
H digue (m)		10,40974545
Pente de la digue		(V/H)
Pente talus amont		1/2,5
Pente aval		1/2,5
Noyau		
Cote crête		251,60

Hauteur noyau	10,41
Largeur en crête	5,32
Pente de la digue	(V/H)
Pente talus	1V/2H

Tableau 43: Métré de la digue

N°	Côte			Hauteur				Côte	largeur	Talus	Talus
P	TN	Décapage	Surface	Digue	Dist partiel	Vol (m3)	Vol cum	Digue	Crête	amont	aval
	(m)	(m)	(m2)	(m)	(m)		(m3)	(m)	l. (m)	(H/V)	(H/V)
2	249,50	0,20	0,70	0,20	0,00	0,00	0,00	249,50	3,50	2,5	2,25
3	248,57	0,20	3,96	1,13	19,43	76,85	76,85	249,50	3,50	2,5	2,25
4	247,71	0,20	6,96	1,99	25,00	174,12	250,97	249,50	3,50	2,5	2,25
5	246,92	0,20	9,73	2,78	25,00	243,25	494,22	249,50	3,50	2,5	2,25
6	245,99	0,20	12,99	3,71	25,00	324,62	818,85	249,50	3,50	2,5	2,25
7	244,88	0,20	16,87	4,82	25,00	421,75	1240,60	249,50	3,50	2,5	2,25
8	243,53	0,20	21,60	6,17	25,00	539,88	1780,47	249,50	3,50	2,5	2,25
9	242,88	0,20	23,87	6,82	12,30	293,60	2074,07	249,50	3,50	2,5	2,25
10	242,22	0,20	21,74	6,21	12,70	276,03	2350,11	248,23	3,50	2,5	2,25
11	241,65	0,20	22,16	6,33	4,45	98,59	2448,70	247,78	3,50	2,5	2,25
12	242,00	0,20	19,95	5,70	2,85	56,86	2505,55	247,50	3,50	2,5	2,25
13	242,24	0,20	19,11	5,46	1,94	37,07	2542,63	247,50	3,50	2,5	2,25
14	242,74	0,20	17,36	4,96	4,05	70,31	2612,93	247,50	3,50	2,5	2,25
15	242,49	0,20	18,24	5,21	25,00	455,87	3068,81	247,50	3,50	2,5	2,25
16	242,39	0,20	18,59	5,31	25,00	464,63	3533,43	247,50	3,50	2,5	2,25
17	242,71	0,20	17,47	4,99	22,00	384,23	3917,66	247,50	3,50	2,5	2,25
18	243,23	0,20	22,65	6,47	20,00	452,90	4370,56	249,50	3,50	2,5	2,25
19	243,46	0,20	21,84	6,24	8,00	174,72	4545,28	249,50	3,50	2,5	2,25
20	244,03	0,20	19,85	5,67	25,00	496,13	5041,41	249,50	3,50	2,5	2,25
21	244,51	0,20	18,17	5,19	25,00	454,13	5495,53	249,50	3,50	2,5	2,25
22	245,60	0,20	14,35	4,10	25,00	358,75	2807,45	249,50	3,50	2,5	2,25
23	246,87	0,20	9,90	2,83	25,00	247,63	3055,07	249,50	3,50	2,5	2,25
24	247,96	0,20	6,09	1,74	25,00	152,25	3207,32	249,50	3,50	2,5	2,25
25	249,01	0,20	2,42	0,69	25,00	60,38	3267,70	249,50	3,50	2,5	2,25
26	249,47	0,20	0,81	0,23	6,58	5,30	3272,99	249,50	3,50	2,5	2,25
TOTAL REMBLAI DIGUE						3272,99					

ANNEXE VI : BESOINS ET PERTES EN EAU

Tableau 44: Besoins en eau

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Total Besoins
Besoin Cheptel (m3)	104181	104181,2	104181,2	104181	104181	104181	104181,2	104181,2	104181,2	104181	104181,2	104181,2	1250174,4
Besoin Humain (m3)	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	5041,8	60501,6
Besoin en Culture (m3/ha)	1949,29	1596,4927	1237,73163	0	0	0	1519,1458	1552,0307	2169,7373	2610,18	722,69195	1296,7173	14654,00799
Totaux Besoins (m3)	1325330,008												

Tableau 45: Besoins Animal

Espèces	Nombre total de têtes	Unité UBT	UBT	Consommation spécifique (l/j)	Besoins (l/j)	Besoin (m3/mois)
Asins	409	0,53	216,77	30	6503,1	195,093
Bovins	1 154	0,75	865,5	30	25965	778,95
Canards	31	0,1	3,1	5	15,5	0,465
Caprins	1 910	0,12	229,2	5	1146	34,38
Ovins	1 658	0,12	198,96	5	994,8	29,844
252		0,2	50,4	5	252	7,56
Volaille	10 406	0,1	1040,6	5	5203	156,09
Total consommation			2604,53	40		104181,2

Tableau 46: Besoin en Eau du Riz

Période	Juin	Juillet	Aout	Septembre	Octobre
ETP (mm)	139,64	123,31	117,67	127,86	163,44
P (mm)	111,78	180,57	217,09	141,08	39,71
Pe (mm)	36,58	48,46	50,43	36,96	17,27
Kc	0	1,05	1,1	1,13	1
ETM (mm)	0	129,4772093	129,439302	144,4829024	163,4380952
ETM-Peff	-36,58	81,02	79,01	107,53	146,17
Efficiencie	0,56	0,56	0,56	0,56	0,56
Bnet (m3/ha)	0	850,7216733	869,137204	1215,052895	1461,698026
BB (m3/ha)	0	1519,145845	1552,03072	2169,737313	2610,175046
Total Besoins					7851,088924

Tableau 47: Besoin en Eau de Tomate

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Ferrier	Mars
Durée	30	31	31	28	31
Kc	0,45	0,75	1,05	0,89	0,6
ETo (mm/j)	5,40	5,62	5,99	6,42	6,92
ETM (mm/j)	2,43	4,21	6,29	5,72	4,15
ETM (mm)	72,95	130,61	194,93	160,10	128,76
P (mm)	0,71	1,01	0,00	0,47	8,28
Peff (mm)	0,68	0,93	0,00	0,45	4,99
ETM-Peff	72,27	129,67	194,93	159,65	123,77
Bnet (m3/ha)	722,691955	1296,71731	1949,285485	1596,4927	1237,7316
Total Besoins (m3/ha)					6802,92

Tableau 48: Pertes en eau

ANNEXE VII : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF

Mois	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre	Total Pertes
Pertes par Evaporation (m3)	1856,46	1798,8819	2145,98	2017,08	1939,02	1557,79	1283,41	1173,73	1172,43	1454,66	1621,05	1741,41	19761,90
Pertes par Infiltration (m3)	620,00	560	620	600,00	620,00	600,00	620,00	620,00	600,00	620,00	600,00	620,00	7300,00
Dépôts Solides (m3)													2 862,81
Totaux	29924,71												

N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	Prix unitaire	Prix total
A.	BARRAGE				
A.0	Frais de chantier				
A.0.1	Amenée et repli	ff	1,00	15 000 000	15 000 000
A.0.2	Installation du chantier	ff	1,00	20 000 000	20 000 000
A.0.3	Dossier d'exécution et de recollement	ff	1,00	10 000 000	10 000 000
	SOUS TOTAL 0				45 000 000
A.1	Digue				
A.1.1	Abattage et dessouchage d'arbres (diamètre supérieur à 1m)	u	7,00	50 000	350 000
A.1.2	Décapage	m ²	14 818,91	500	7 409 457
A.1.3	Déblai aux engins (tranchée)	m ³	8 998,22	4 000	35 992 894
A.1.4	Déblai en terrain dur	m ³	179,96	15 000	2 699 467
A.1.5	Déblai de butée de pied amont et drain de pied aval	m ³	202,50	4 000	810 000
A.1.6	Remblais compactés aux engins(tranchée)	m ³	9 178,19	5 000	45 890 939
A.1.7	Remblais compactés aux engins(digue)	m ³	23 056,28	5 000	115 281 410
A.1.8	Filtre horizontal	m ³	736,38	10 000	7 363 777
A.1.9	Couche de pose talus amont et aval	m ³	979,10	5 000	4 895 506
A.1.10	Perré sec talus amont et aval	m ²	9 791,01	7 500	73 432 583
A.1.11	Perré maçonné sur 20m sur le talus amont	m ²	303,18	15 000	4 547 772
A.1.12	Enrochement butée de pied amont et drain de pied aval	m ³	630,00	20 000	12 600 000
A.1.13	Béton cyclopéen pour murets de crête et mur parapet	m ³	630,00	50 000	31 500 000

A.1.14	Revêtement latéritique compacté sur crête	m ³	840,00	5 500	4 620 000
A.1.15	Echelle limnimétrique	ml	6,00	130 000	780 000
	SOUS TOTAL 1				348 173 803
A.2	Evacuateur de crue				
A.2.1	Déblai à la main (fouilles des ouvrages)	m ³	9 373,76	4 000	37 495 055
A.2.2	Déblai aux engins pour chenal d'évacuation	m ³	1 825,00	4 000	7 300 000
A.2.3	Béton cyclopéen à 250kg/m ³	m ³	5 303,81	100 000	530 381 300
A.2.4	Béton armé à 350kg/m ³ coulé à la verticale	m ³	354,52	200 000	70 903 494
A.2.5	Béton de propreté à 150kg/m ³	m ³	11,93	60 000	715 515
A.2.6	Béton armé à 350kg/m ³ coulé à plat (radier)	m ³	49,75	200 000	9 950 000
A.2.7	Béton ordinaire à 250kg/m ³ pour bassin dissipation, blocs de chute, blocs chicanes	m ³	569,303	100 000	56 930 270
A.2.8	Joints waterstop	ml	609,08	30 000	18 272 250
A.2.9	Joints bitumineux	ml	159,45	5 000	797 250
A.2.10	Enrochement	m ³	386,13	20 000	7 722 500
A.2.11	Gabions de blocage	m ³	77,23	40 000	3 089 000
A.2.12	Tapis filtrant en sable sous bassin et enrochement	m ³	289,59	10 000	2 895 938
A.2.13	Tubes PVC pour barbacanes DN 50	ml	30,00	1 000	30 000
A.2.14	Béton de blocage	m ³	32,43	100 000	3 243 450
A.2.15	Remblai compacté pour diguettes de protection	m ³	41,00	5 000	205 000
A.2.16	Couronnement latéritique pour diguettes de protection	m ³	36,00	5 500	198 000
A.2.17	perré maçonné pour diguette de protection	m ²	27,00	15 000	405 000
A.2.18	Perré sec pour diguettes de protection	m ²	27,00	7 500	202 500

	SOUS TOTAL 3				750 736 521,90
A.3	Ouvrages de prise				
A.3.1	Béton de propreté à 150kg/m ³	m ³	3,62	60 000	217 200
A.3.2	Béton ordinaire à 250kg/m ³	m ³	30,864	100 000	3 086 400
A.3.3	Béton armé à 350kg/m ³	m ³	13,45	200 000	2 689 200
A.3.4	perré maçonné	m ²	18,60	10 000	186 000
A.3.5	Enrochement	m ³	3,50	20 000	70 000
A.3.6	Déblai à la main	m ³	77,35	4 000	309 408
A.3.7	Béton cyclopéen à 250kg/m ³ pour escalier de descente	m ³	16,62	100 000	1 662 000
A.3.8	Conduite en acier enrobé DN 450	ml	60,00	400 000	24 000 000
A.3.9	Robinet-vanne DN 450	u	2,00	2 500 000	5 000 000
A.3.10	Crépine	u	2,00	250 000	500 000
A.3.11	Grille	u	4,00	100 000	400 000
A.3.12	Echelle de descente dans les bacs	u	4,00	100 000	400 000
	SOUS TOTAL 4				38 520 208
TOTAL HT					1 182 430 533
TVA 18%					212 837 496
TOTAL TTC					1 395 268 029

ANNEXES VIII : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

I. IMPACTS DU PROJET SUR LES DIFFERENTS DOMAINES DE L'ENVIRONNEMENT

Le projet de réalisation de la retenue d'eau à Koabou dans la commune de Logobou, province de la Tapoa, va engendrer des impacts environnementaux tant positifs que négatifs, aussi bien pendant la construction du barrage que pendant sa phase d'exploitation. Ces impacts seront ressentis aussi bien sur le milieu humain que sur le milieu physique et biologique.

Ces répercussions potentielles sur l'environnement du projet ont été identifiées en mettant en relation les sources d'impacts aussi bien en phase de construction qu'en phase d'exploitation de l'infrastructure avec les composantes du milieu. Ces sources d'impacts correspondent à l'ensemble des activités prévues lors de l'amener et du repli dans la période de construction, d'exploitation et d'entretien courant ou périodique de l'infrastructure.

Méthode d'identification des impacts potentiels du projet

La méthode retenue est l'évaluation de l'importance de l'impact anticipé. Elle s'inspire largement des méthodes proposées par Hydro-Québec.

Cette importance repose sur l'utilisation des trois (3) critères ci-dessous :

- Intensité de la perturbation ;
- Étendue de l'impact ;
- Durée de l'impact.

Le tableau 4 récapitule la qualification retenue pour ces critères.

Table 49:Qualification des critères

Intensité	Étendue	Durée
Forte	Régionale	Longue
Moyenne	Locale	Moyenne
Faible	Ponctuelle	Courte

L'identification des impacts est faite en mettant en relation les sources d'impacts avec les composantes du milieu récepteur.

Cette mise en relation prend la forme d'une grille où chaque interrelation identifiée représente un impact probable d'un élément du projet (source d'impact) sur une ou plusieurs composantes du milieu (récepteur d'impact). La grille de détermination de l'importance absolue de l'impact présentée dans le tableau a été utilisée pour l'identification des impacts.

Tableau 50: Grille de détermination de l'importance absolue de l'impact

Intensité	Etendue	Durée	Importance
Forte	Régionale	Longue	Majeure
		Moyenne	Majeure
		Courte	Majeure
	Locale	Longue	Majeure
		Moyenne	Majeure
		Courte	Moyenne
	Ponctuelle	Longue	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Moyenne
Moyenne	Régionale	Longue	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Moyenne
	Locale	Longue	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Moyenne
	Ponctuelle	Longue	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Mineure
Faible	Régionale	Longue	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte	Mineure
	Locale	Longue	Moyenne
		Moyenne	Mineure
		Courte	Mineure
	Ponctuelle	Longue	Mineure
		Moyenne	Mineure
		Courte	Mineure

Source : Fecteau, 1997

Identification des impacts.

Il s'agit de déterminer les types d'impacts les plus probables de la réalisation de la retenue d'eau et de son exploitation sur l'environnement. Pour cela, nous nous sommes appuyés sur :

- les composantes du projet proposé et les moyens de sa réalisation tels que spécifiés dans les termes de référence ;

- la connaissance de l'état de référence de l'environnement d'accueil du projet par la revue bibliographique et la prospection de terrain qui ont permis de recenser les ménages affectés par la réalisation de la retenue d'eau et de leurs biens immobiliers, d'évaluer les biens ligneux ainsi que le potentiel des ligneux naturels et de la faune terrestre qui seront immergés par la réalisation du lac de barrage. De même l'estimation de la superficie des terres agricoles affectées ;
- l'utilisation d'une grille de croisement d'interactions des activités du projet et les éléments du milieu.

L'ensemble de ces éléments a permis l'élaboration de la matrice des types d'interactions potentielles afin de visualiser les différentes relations entre les sources et récepteurs d'impact. Les sources d'impacts étant les différentes activités des travaux prévus, les récepteurs étant quant à eux les composantes de l'environnement devant subir les perturbations par rapport à leur état initial. Les résultats de cette identification sont consignés dans le tableau

Tableau 51: Matrice d'interaction des activités du projet avec les composantes du milieu

PHASE DU PROJET	ACTIVITES SOURCES D'IMPACT	COMPOSANTE DU MILIEU RECEPTEUR SUSCEPTIBLE D'ETRE AFFECTEE													
		Milieu physique					Milieu Biologique			Milieu Humain					
		Air	Bruit	Sol	Eaux de surface	Eaux souterraine	Faune terrestre	Faune aquatique	Végétation	Sécurité/sa	Emploi	Conditions socio-économiqu	Habitat/patrimoine culturel	Qualité de vie	Circulation
Phase d' exécution des travaux	Installation du chantier	x	x	x	x	x	x		x	x	✓	✓			
	Exécution de la fondation	x	x	x			x		x	x	✓	✓			x
	Déboisement de l'emprise des zones d'emprunt	x	x	x			x		x	x	✓	✓			
	Exécution des emprunts	x	x	x					x	x	✓	✓			
	Transport des matériaux de construction	x	x							x					x
	Exécution du remblai	x	x	x			x			x	✓	✓			
	Construction du déversoir	x	x							x	✓	✓			
	Déboisement de la cuvette et de l'emprise des ouvrages	x	x	x			x		x	x	✓	x		x	
	Remise en état des zones d'emprunt		x	x						x	✓	✓			
	Reboisement			✓			✓		✓	✓	✓	✓		✓	
	Présence de la main d'œuvre sur le chantier		x	x	x	x	x		x	x		✓			
Mise en eau	Mise en eau			x	✓	✓	x	✓	x	x		✓	x	✓	x
Phase d' exploi tation	Agriculture			x	x		x	x	x		✓	✓		✓	
	Elevage			x	x			x	x	x	✓	✓		✓	x
	Pêche				x			x		x	✓	✓		✓	

Légende : x= milieu affecté (impact négatif) ; ✓ = impact positif sur le milieu récepteur

Tableau 52:Activité du projet et impact correspondant

Activités	Impact
Installation du chantier	• Erosion et perte des propriétés physique et chimique du sol ; • Emission de poussières ; • Pollution sonore ; • Modification du paysage ; • Pertes du couvert végétal et de l'habitat de la faune ; • Pollution des eaux ; • Risque d'accident.
Exécution de la fondation	• Emission de poussières ; • Pollution sonore ; • Modification du paysage ; • Risque d'accident.
Déboisement de l'emprise des zones d'emprunt	• Erosion et perte des propriétés physique et chimique du sol ; • Emission de poussières ; • Emission de la fumée par les engins lourds ; • Pollution sonore ; • Modification du paysage ; • Pertes du couvert végétal et de l'habitat de la faune.
Exécution des emprunts	• Emission de poussières ; • Pollution sonore.
Transport des matériaux de construction	• Emission de poussière ; • Emission de la fumée par les camions ; • Pollution sonore ; • Risque d'accident
Exécution du remblai	• Emission de poussières ; • Emission de la fumée par les engins lourds ; • Pollution sonore.
Construction du déversoir	• Emission de poussières ; • Pollution sonore ; • Blessure avec les outils de travail (pioches, pelles, ...) ; • Inhalation de la poussière de ciment ; • Posture contraignante, gestes répétitifs.
Déboisement de la cuvette et de l'emprise des ouvrages	• Emission de poussières ; • Emission de la fumée par les engins lourds ; • Pollution sonore ; • Modification du paysage ;

Activités	Impact
	• Pertes du couvert végétal et de l'habitat de la faune.
Remise en état des zones d'emprunt	• Emission de poussières ; • Emission de la fumée par les engins lourds ; • Pollution sonore.
Reboisement	• Amélioration du couvert végétal ; • Réduction de l'érosion ; • Diversification de la faune terrestre ; • Fixation du sol.
Présence de la main d'œuvre sur le chantier	• Nuisances sonores ; • Pollution par les déchets solides ; • Pollution par les déchets liquides ; • Disputes ; • Vols ; • IST/SIDA ; • COVID-19
Mise en eau	• Disponibilité de l'eau de surface ; • Recharge de la nappe phréatique ; • Enrichissement de la faune aquatique ; • Diversification des activités économiques ; • Immersion des terres agricoles ; • Augmentation du paludisme et autres maladies hydriques ; • Barrière physique entre les communautés ; • Présence d'une quantité importante d'eau.
Agriculture	• Amélioration de la sécurité alimentaire ; • Réduction de la pauvreté en milieu rural ; • Modification de la propriété physico-chimique du sol • Ensablement ; • Pollution des eaux ; • Eutrophisation.
Elevage	• Amélioration de la sécurité alimentaire ; • Réduction de la pauvreté en milieu rural ; • Ensablement ; • Pollution des eaux ; • Transmission de zoonoses ; • Encroutement du sol ; • Eutrophisation.
Pêche	• Amélioration de la sécurité alimentaire ; • Réduction de la pauvreté en milieu rural ;

Activités	Impact
	Risque de pollution des eaux.

Synthèse de l'évaluation des impacts

La synthèse de l'évaluation des impacts du projet est présentée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 53: Synthèse de l'évaluation des impacts

Activités sources d'impact	Importance de l'impact													
	Milieu physique					Milieu Biologique			Milieu Humain					
	Air	Bruit	Sol	Eaux de surface	Eaux souterraines	Faune terrestre	Faune aquatique	Végétation	Sécurité/santé	Emploi	Conditions socioéconomiques	Habitat/patrimoine culturel	Qualité de vie	Circulation
Installation du chantier	Mi	Mi	Mi	Mi	Mi	Mi		Mi	Mi	Po	Po			
Exécution de la fondation	Mi	Mi	Mi			Mi		Mi	Mi	Po	Po			
Déboisement de l'emprise des zones d'emprunt		Mi	Mi			Mi		Mo	Mi	Po	Po			
Exécution des emprunts	Mi	Mi	Mi						Mi	Po	Po			
Transport des matériaux de construction	Mi	Mi							Mo					Mo
Exécution du remblai	Mi	Mi	Mi			Mi			Mo	Po	Po			
Construction du déversoir	Mi	Mi							Mo	Po	Po			
Déboisement de la cuvette et de l'emprise des ouvrages		Mi	Mo			Mo		Mo	Mi	Po	Mi		Mi	
Remise en état des zones d'emprunt		Mi	Mi						Mi	Po	Po			
Reboisement			Po			Po		Po	Mi	Po	Po		Po	
Présence de la main d'œuvre sur le chantier		Mi	Mi	Mi	Mi	Mi		Mi	Mo		Po			
Mise en eau			Mo	Po	Po	Ma	Po	Mi	Ma		Po	Mo	Po	Mo
Agriculture			Mi	Mi		Mi	Mi	Mi		Po	Po		Po	
Elevage			Mo	Mi			Mi	Mi	Mi	Po	Po		Po	Mo
Pêche				Mi			Mi		Mo	Po	Po		Po	
Impact cumulé	Mi	Mi	Mi	Mi	Po	Mi	Po	Mo	Mo	Po	Po	Mo	Po	Mo

Légende

Impact Majeur	Ma
Impact Moyen	Mo
Impact Mineur	Mi
Impact Positif	Po

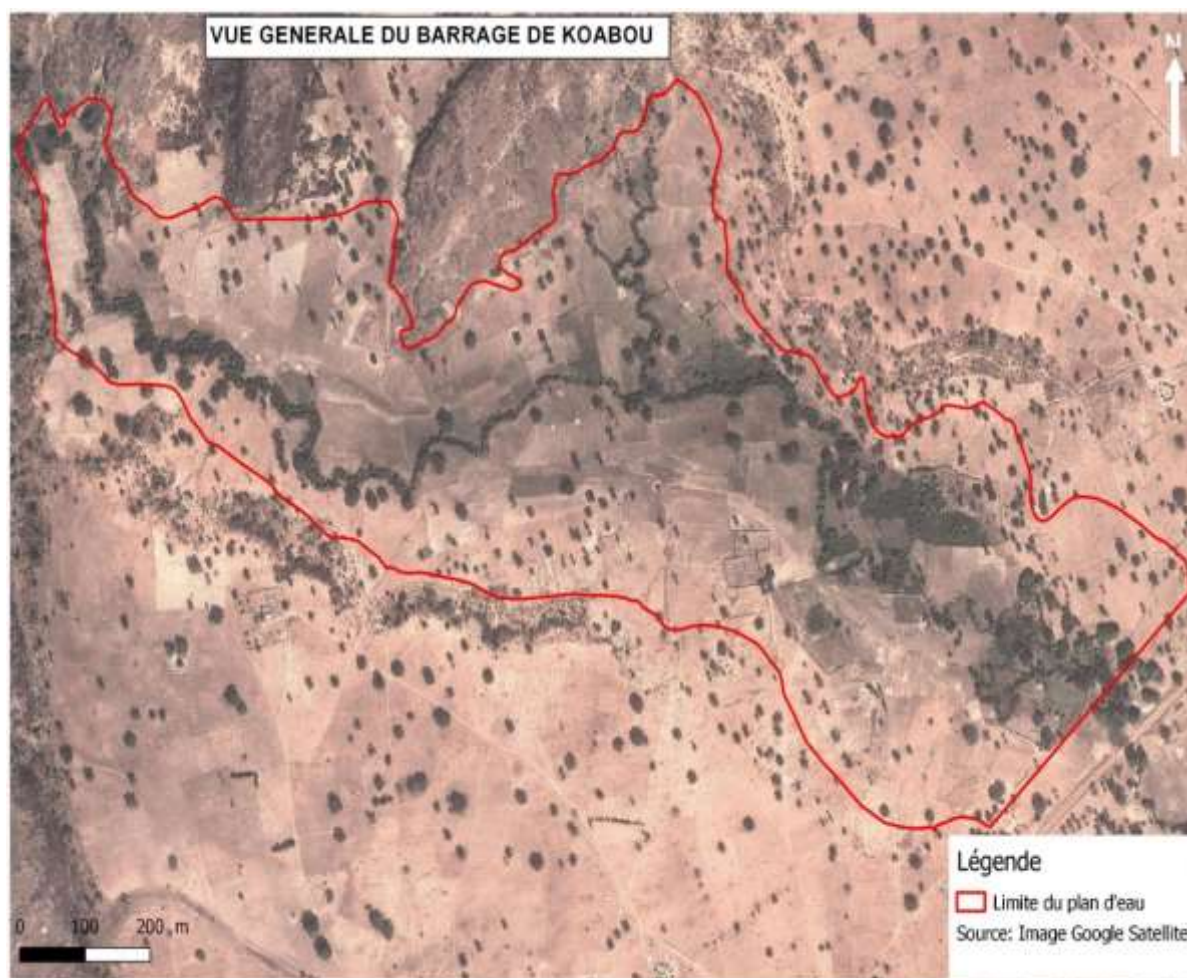


Figure 15: Vue générale du barrage de Kouabou

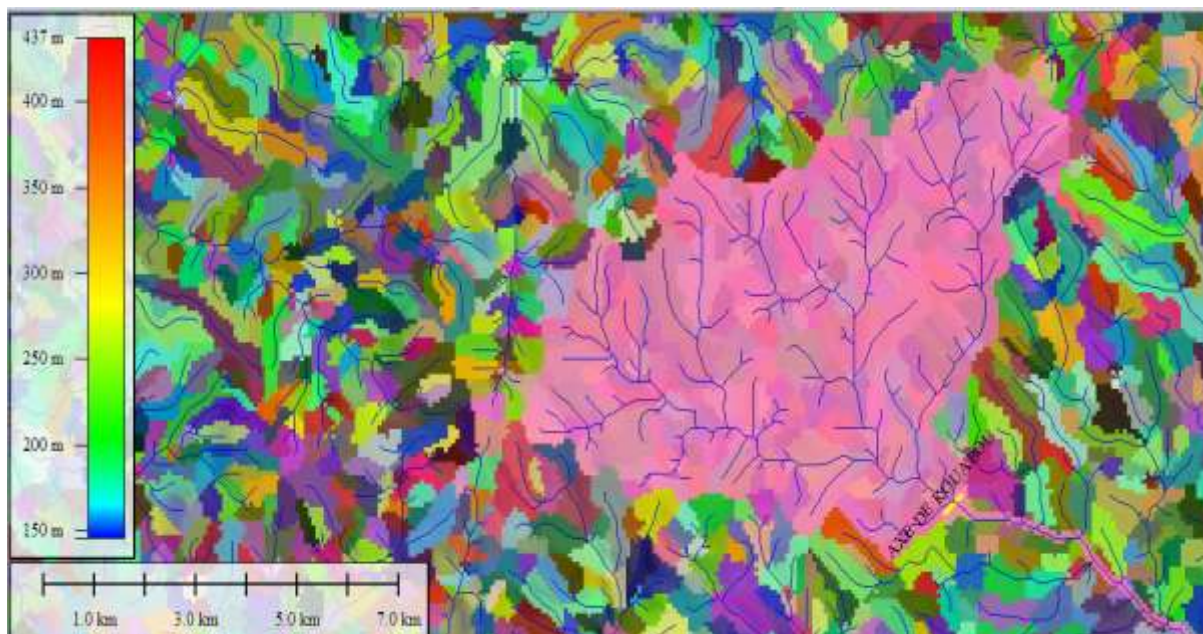


Figure 16: Bassin Versant du barrage de Kouabou

ANNEXE IX : PLANS D'EXECUTION