



**ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA
RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE TANSABLOGO,
DANS LA PROVINCE DU KADIOGO, AU BURKINA
FASO**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME D'INGENIEUR 2IE AVEC GRADE DE
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT
SPECIALITE : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le 03 Juillet 2019 par :

Ahmed OUBDA (20170023)

Travaux dirigés par :

M. Moussa LO, Enseignant à 2iE (Département GCH)

Et

M. Lamine DIMZOURE, Ingénieur Génie Rural (CACI-Conseils)

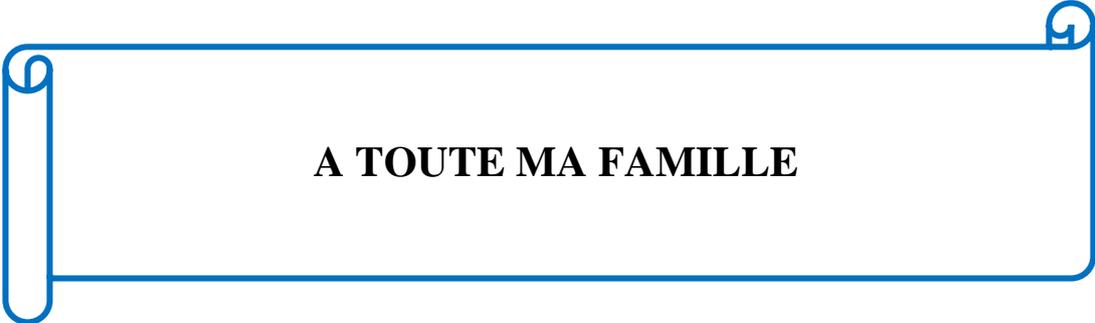
Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr. Dial NIANG

Membres et correcteurs : Dr. FOWE TAZEN
M. Célestin OVONO MEZUI
M. Moussa LO
M. Lamine DIMZOURE

Promotion [2018/2019]

DEDICACES



A TOUTE MA FAMILLE

REMERCIEMENTS

Nous exprimons ici notre gratitude à tous ceux qui, d'une manière ou d'une autre ont contribué au bon déroulement de notre formation, plus particulièrement à :

- ❖ Monsieur le Directeur Général de 2iE pour son dévouement, sa disponibilité et son attachement à une bonne formation ;
- ❖ Monsieur le Directeur des Enseignements et des Affaires Académiques de 2iE pour son sens de compréhension et son engagement pour notre formation ;
- ❖ Monsieur LO Moussa, notre Directeur de Mémoire à 2iE, pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long de ce présent mémoire ;
- ❖ Monsieur BOUGOUMA Alain Hyacinthe, Administrateur Général du bureau d'études CACI-Conseils, pour nous avoir donné l'opportunité d'effectuer notre stage dans sa structure ;
- ❖ Monsieur DIMZOURE Lamine, chef du département des barrages et des aménagements hydro-agricoles de CACI-Conseils, notre Maître de stage, pour sa disponibilité, ses suivis et ses directives pour la consistance de ce mémoire ;
- ❖ Monsieur GANGO Bruno, chef du département des infrastructures de transport de CACI-Conseils, pour nous avoir fait profiter de ses connaissances et expériences ;
- ❖ Tous le corps professoral de 2iE, en particulier ceux qui ont contribué à notre formation ;
- ❖ Tous nos amis et camarades de 2iE ;
- ❖ L'ensemble du personnel de CACI-Conseils, pour l'accueil et le soutien témoigné à notre égard ;
- ❖ Tous nos collègues du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement au Burkina Faso.

A tous ceux qui de près ou de loin, ont œuvré pour l'aboutissement du présent travail et de notre formation, veuillez recevoir notre profonde gratitude.

RESUME

Dans l'optique d'améliorer et d'assurer la durabilité du développement et des infrastructures en milieu rural, le gouvernement burkinabé a entrepris la construction ou la reconstruction des barrages dans plusieurs régions du pays. Le barrage de Tansablogo réalisé en 1990, fait partie des sites retenus pour une étude technique de reconstruction. Il a fait l'objet de nombreuses réhabilitations dont la plus récente en 2007. Malgré ces multiples efforts, le barrage est toujours vulnérable et ce constat a été fait à l'issue d'une étude diagnostique réalisée en 2010. C'est dans ce contexte que l'étude technique de reconstruction du barrage de Tansablogo a été entreprise. Le présent mémoire rapporte les études effectuées sur ce barrage qui est situé dans la commune de Koubri, province du Kadiogo, région du Centre.

Une démarche méthodologique axée essentiellement sur les études hydrologiques et de génie civil a été adoptée au cours de cette étude. Elle a permis d'aboutir à des propositions techniques idoines et réalistes de reconstruction du barrage et de ses ouvrages annexes.

La capacité de stockage de la retenue initialement de **992 925 m³** sera fixée à **1 344 050 m³** après reconstruction, afin de satisfaire aux besoins en eau agricoles en période sèche d'un périmètre irrigué de 10 ha, aux besoins en eau pastoraux et à certains besoins domestiques. La digue homogène à remblai argileux du barrage sera longue de **800 m**, haute de **5 m**, avec une largeur en crête de **4 m**. Elle comportera des talus à pentes identiques de **1V/2H** et protégés en amont par des perrés maçonnés et en aval par des perrés secs.

Le déversoir trapézoïdal de longueur **60 m** sera placé en position centrale pour permettre d'évacuer un débit de projet centennal de **100,30 m³/s**. A l'aval de ce déversoir, est proposé un bassin de dissipation à ressaut de **type II USBR** long de **3 m**.

Le coût de la reconstruction du barrage de Tansablogo est estimé à six cent soixante-dix-huit million sept cent quatre-vingt-trois mille six cent soixante-douze (**678 783 672**) **F CFA TTC**.

Mots Clés :

-
- 1 - Barrage ;**
 - 2 - Déversoir trapézoïdal ;**
 - 3 - Reconstruction ;**
 - 4 - Tansablogo ;**
 - 5 - Kadiogo.**

ABSTRACT

With a view to improving and ensuring the sustainability of rural production and infrastructure, the government of Burkina Faso undertook the construction or reconstruction of dams in several regions. The Tansablogo dam, built in 1990, is one of the sites selected for a technical reconstruction study. Indeed, this dam which has been the subject of many rehabilitations, the most resented in 2007 was nevertheless found vulnerable after a diagnostic study carried out in 2010. It is in this context, that the technical study reconstruction of the Tansablogo dam was undertaken. This paper reports these studies on this dam located in Koubri Commune, Kadiogo Province, Central Region.

A methodological approach focusing mainly on hydrological and civil engineering studies was adopted during this study. It led to appropriate and realistic technical proposals for the reconstruction of the dam and its ancillary works.

The storage capacity of the initially **992 925 m³** reservoir will be set at **1,344,050 m³** after reconstruction, to meet the agricultural water needs in the dry period of an irrigated perimeter of 10 ha, with pastoral water requirements and some domestic needs. The homogeneous dam with clay backfill will be **800 m** long, **5 m** high, with a crest width of **4 m**. It will include slopes with identical slopes of **1V/2H** and protected upstream by masonry berms and downstream by dry burrows.

The **60 m** long trapezoidal spillway will be placed centrally to allow the evacuation of a centennial project flow of **100.30 m³/s**. Downstream of this spillway is proposed a **3 m** long **Type II USBR** projection dissipation basin. The cost of rebuilding the dam of Tansablogo is estimated at **678 783 672 F CFA including tax**.

Key words :

-
- 1 - Dam**
 - 2 -Trapezoidal spillway**
 - 3 - Reconstruction**
 - 4 - Tansablogo**
 - 5 - Kadiogo**

LISTE DES ABREVIATIONS

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement ;
AGETEER	: Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipement Rural ;
APD	: Avant-Projet Détaillé ;
BV	: Bassin Versant ;
CACI-Conseils	: Centrale d'Assistance et de Contrôle / Ingénieurs – Conseils ;
CIEH	: Comité Interafricain des Etudes Hydrauliques ;
CIGB	: Comité International des Grands Barrages ;
CLE	: Comité Local de l'Eau ;
EIER	: Ecole Inter-Etats des Ingénieurs de l'Equipement Rural ;
FAO	: Organisation des Nations Unies pour l'Alimentation et l'Agriculture ;
INSD	: Institut National de la Statistique et de la Démographie ;
MEA	: Ministère de l'Eau et de l'Assainissement ;
NIE	: Notice d'Impact Environnemental ;
ONBAH	: Office National de 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 ;
SIG	: Système d'Information Géographique ;
TN	: Terrain Naturel.

TABLE DES MATIERES

DEDICACES	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES ABREVIATIONS	v
TABLE DES MATIERES	vi
LISTE DES TABLEAUX	x
LISTE DES FIGURES	xi
LISTE DES PHOTOS	xi
I. INTRODUCTION	1
I.1 Contexte et justification	1
I.2 Objectifs de l'étude	2
I.2.1 Objectif général	2
I.2.2 Objectifs spécifiques.....	2
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL ET DE LA ZONE D'ETUDE. 3	
II.1 Présentation de la structure d'accueil	3
II.1.1 Généralités	3
II.1.2 Domaines d'intervention	3
II.1.3 Domaines de compétences.....	3
II.1.4 Organisation.....	4
II.2 Présentation de la zone d'étude	5
II.2.1 Situation géographique	5
II.2.1.1 Localisation de la zone d'étude	5
II.2.1.2 Accès au site.....	6
II.2.2 Milieu physique	6

II.2.2.1 Climat	6
II.2.2.2 Sols	6
II.2.2.3 Végétation	7
II.2.2.4 Relief et hydrographie	7
II.2.3 Situation socio-démographique	8
II.2.3.1 Population.....	8
II.2.3.2 Mouvements migratoires.....	9
II.2.4 Activités agro-pastorales	9
II.3 Présentation du barrage.....	10
II.3.1 Historique du barrage	10
II.3.2 Etat actuel du barrage	10
II.3.2.1 Etat de la digue.....	10
II.3.2.2 Etat du déversoir.....	12
II.3.2.3 Etat des ouvrages annexes.....	13
II.3.2.4 Exploitation, suivi et entretien du barrage	15
III. MATERIELS ET METHODES.....	16
III.1 Matériels.....	16
III.2 Méthodologie.....	16
III.2.1 Etude hydrologique.....	16
III.2.1.1 Caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant	16
III.2.1.2 Analyse fréquentielle des pluies	18
III.2.1.3 Débit de crue décennal	19
III.2.1.4 Débit de crue de projet	21
III.2.1.5 Hydrogramme des crues	22
III.2.1.6 Laminage des crues	22
III.2.2 Etude de la retenue.....	22
III.2.2.1 Courbe hauteur-volume-surface	23
III.2.2.2 Estimation des besoins et des pertes.....	23
III.2.2.3 Evaluation des apports liquides	26
III.2.2.4 Calage du Plan d'Eau Normal et des Plus Hautes Eaux.....	26
III.2.3 Propositions de reconstruction.....	27
III.2.3.1 Digue	27

III.2.3.2 Déversoir	30
III.2.3.3 Bassin de dissipation et chenal d'écoulement	32
III.2.3.4 Mur bajoyer	33
III.2.3.5 Ouvrage de prise et de vidange	35
III.3 Synthèse des études de base	37
III.3.1 Synthèse des études topographiques.....	37
III.3.2 Synthèse des études géotechniques	37
III.3.2.1 Fondation de la digue	37
III.3.2.2 Emprunts et carrières	38
IV. RESULTATS.....	39
IV.1 Etude hydrologique	39
IV.1.1 Analyse fréquentielle des pluies	39
IV.1.2 Etude du bassin versant	39
IV.1.2.1 Caractéristiques et classification du bassin versant.....	39
IV.1.2.2 Paramètres physiques et morphologiques du bassin versant.....	41
IV.1.3 Détermination du débit de crue décennale.....	41
IV.1.4 Détermination du débit de crue de projet	42
IV.1.5 Hydrogramme des crues	43
IV.1.6 Laminage des crues.....	43
IV.2 Etude de la retenue.....	44
IV.2.1 Courbe hauteur-volume-surface	44
IV.2.2 Estimation des besoins des pertes et des apports liquides	45
IV.2.2.1 Besoins en eau agricoles	45
IV.2.2.2 Besoins en eau pastoraux	45
IV.2.2.3 Besoins en eau domestiques	45
IV.2.2.4 Estimation des pertes.....	46
IV.2.2.5 Evaluation des apports liquides.....	46
IV.2.2.6 Calage du plan d'eau et capacité de la retenue.....	46
IV.2.3 Simulation de l'exploitation de la retenue	47
IV.3 Propositions de reconstruction	48
IV.3.1 Digue.....	48
IV.3.1.1 Choix, calage et géométrie de la digue	48

IV.3.1.2 Revanche	48
IV.3.1.3 Pentes et protection des talus de la digue	48
IV.3.1.4 Filtres et drains	49
IV.3.1.5 Drainage superficiel	49
IV.3.2 Déversoir.....	50
IV.3.2.1 Choix du type et de l'emplacement.....	50
IV.3.2.2 Vérification de la stabilité	50
IV.3.2.3 Caractéristiques du déversoir	50
IV.3.3 Bassin de dissipation et chenal d'écoulement	51
IV.3.4 Mur bajoyer	52
IV.3.4.1 Vérification de la stabilité	52
IV.3.4.2 Caractéristiques du mur bajoyer.....	53
IV.3.5 Ouvrage de prise et de vidange.....	54
V. DISCUSSION ET ANALYSES	55
V.1 Potentialités physiques et naturelles	55
V.2 Atouts techniques et organisationnels	55
V.3 Rentabilité économique du projet.....	55
V.4 Mise en place d'un dispositif d'auscultation	56
V.5 Notice d'Impact Environnemental.....	56
V.5.1 Impacts sur l'environnement	56
V.5.2 Mesures d'atténuation et/ou de bonification.....	57
V.6 Devis quantitatif et estimatif des travaux.....	57
VI. CONCLUSION	58
VII.RECOMMANDATIONS-PERSPECTIVES.....	59
VIII. BIBLIOGRAPHIE	60
IX. ANNEXES	61

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Population de Tansablogo au recensement de 1996 et 2006.....	8
Tableau 2 : Caractéristiques actuelles de la digue du barrage.....	11
Tableau 3 : Pentés des talus en fonction de la hauteur du barrage.....	29
Tableau 4 : Quantiles caractéristiques.....	39
Tableau 5 : Caractéristiques géométriques du bassin versant.....	39
Tableau 6 : Paramètres physiques et morphologiques du bassin versant.....	41
Tableau 7 : Débit de crue décennal (Q10) par la méthode d'ORSTOM.....	42
Tableau 8 : Débit de crue décennal (Q10) par la méthode CIEH.....	42
Tableau 9 : Débit de crue de projet (Q100) par la méthode de GRADEX.....	42
Tableau 10 : Synthèse du calcul des débits de crue.....	43
Tableau 11 : Débit de crue de rupture du barrage.....	43
Tableau 12 : Résultats du laminage des crues.....	43
Tableau 13 : Besoins en eau agricoles.....	45
Tableau 14 : Besoins en eau pastoraux.....	45
Tableau 15 : Besoins en eau domestiques.....	45
Tableau 16 : Capacité de la retenue et Plan d'Eau Normal.....	46
Tableau 17 : Caractéristiques de la digue.....	49
Tableau 18 : Vérification de la stabilité du déversoir.....	50
Tableau 19 : Caractéristiques du déversoir.....	51
Tableau 20 : Caractéristiques du bassin de dissipation et du chenal d'écoulement.....	51
Tableau 21 : Vérification de la stabilité externe du mur bajoyer.....	52
Tableau 22 : Vérification de la stabilité interne du mur bajoyer.....	52
Tableau 23 : Caractéristiques géométriques du mur bajoyer.....	53
Tableau 24 : Récapitulatif des armatures du mur bajoyer.....	53

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Organigramme de CACI-Conseils.....	4
Figure 2 : Carte de situation du village de Tansablogo.....	5
Figure 3 : Carte de situation des retenues d'eau de la commune de Koubri.....	8
Figure 4 : Carte du bassin versant du barrage de Tansablogo.....	40
Figure 5 : Hydrogramme des crues.....	43
Figure 6 : Courbe hauteur-volume de la retenue.....	44
Figure 7 : Courbe hauteur-surface de la retenue.....	44
Figure 8: Courbe d'exploitation de la retenue.....	47

LISTE DES PHOTOS

Photo 1 : Désorganisation des moellons du talus amont au droit du déversoir.....	12
Photo 2 : Absence de fossé de pied amont et érosion à la base de la digue.....	12
Photo 3 : Erosion marquée du talus aval et présence d'arbustes.....	12
Photo 4 : Erosion marquée du talus aval au droit du déversoir.....	12
Photo 5 : Déversoir en ruine.....	13
Photo 6 : Bac amont non protégé.....	14
Photo 7 : Bac aval non protégé.....	14
Photo 8 : Canal primaire comblé.....	14
Photo 9 : Périmètre non fonctionnel.....	14

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE TANSABLOGO

APRES RECONSTRUCTION

Désignation	Valeurs	Unités
I. LOCALISATION		
Village	Tansablogo	
Commune	Koubri	
Province	Kadiogo	
Région	Centre	
Coordonnées géographiques	Longitude : 12° 09' 10,1" Ouest Latitude : 1° 08' 12,8" Nord	
II. HISTORIQUE		
Année de réalisation	1990	-
Année de la dernière réhabilitation	2007	-
III. BASSIN VERSANT		
Superficie	60,25	Km ²
Périmètre	48,65	Km
Débit de projet	100,30	m ³ /s
Pluie annuelle moyenne	758	mm
Pluie journalière décennale humide	86,1	mm
Pluie journalière décennale sèche	46	mm
Apports liquides en année décennale sèche	1 645 729	m ³
Apports liquides en année moyenne	4 110 255	m ³
IV. CUVETTE		
Côte PEN	267	m
Côte PHE	267,8	m
Superficie du plan d'eau au PEN	75,22	ha
Volume d'eau au PEN	1 344 050	m ³
V. DIGUE		
Type	Homogène en matériau argileux	
Côte de calage	268,5	m
Hauteur	5	m

Longueur	800	m
Largeur en crête	4	m
Pente des talus amont et aval	1/2	V/H
VI. DEVERSOIR		
Type	Poids de section trapézoïdale	
Position	Centrale	
Côte de calage	267	m
Largeur en crête	1	m
Hauteur	3,5	m
Longueur	60	m
Largeur de fondation	7,1	m
VII. BASSIN DE DISSIPATION		
Type	Ressaut de type II USBR	
Longueur	3	m
Largeur	60	m
VIII. CHENAL D'ÉCOULEMENT		
Type	Canal de section rectangulaire	
Longueur	40	m
Largeur	60	m
IX. OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE		
Type de commande	Vanne aval	
Position	Rive gauche et droite	
Nature de la conduite	Conduite en fonte ductile	
Diamètre de la conduite	300	mm
Côte de la prise	264,74	m
X. COUT DES TRAVAUX	678 783 672 TTC	F CFA

I. INTRODUCTION

I.1 Contexte et justification

Le Burkina Faso, pays sahélien situé au Sud du Sahara, subit d'importantes fluctuations climatiques qui affectent dangereusement les ressources en eau. Avec une pluviométrie, à la fois faible, aléatoire et mal répartie dans le temps et dans l'espace, le pays accuse depuis quelques décennies une baisse considérable de son volume d'eau mobilisé. Alors que la demande en eau ne fait que croître en raison de l'émergence des activités socio-économiques consommatrices d'eau et de l'accroissement de la population, l'offre quant à elle, connaît une baisse considérable. Cette situation paradoxale pouvant entraver le développement du pays fait que la ressource en eau est devenue un enjeu socio-économique et politique incontournable.

Le gouvernement Burkinabé a entrepris l'entretien des barrages existants dans le cadre de la mise en œuvre du Plan National de Développement Economique et Social (PNDES). Ces opérations dans le secteur de l'eau ont pour but de sécuriser les ouvrages existants dont environ 47% sont fortement dégradés (**DGRE, 2011**) et d'accroître les capacités de mobilisation des ressources en eau afin de pallier au problème récurrent d'eau qui limite les efforts de lutte contre la pauvreté et la sécurité alimentaire.

Dans le cadre de la politique nationale en matière de sécurité alimentaire et de réduction de la pauvreté en milieu rural, le Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA) à travers une délégation de Maitrise d'Ouvrage à l'Agence d'Exécution des Travaux Eau et Equipement Rural (AGETEER) envisage la construction ou la reconstruction des barrages dans plusieurs régions du Burkina Faso.

Le barrage de Tansablogo, à vocation agropastorale, réalisé en 1990, situé dans la province du Kadiogo, fait partie des sites retenus pour une étude de reconstruction. En effet, ce barrage avait été constaté très vulnérable à l'issue d'une étude diagnostique réalisée en 2010. C'est dans ce contexte, qu'il nous a été confié dans le cadre de notre mémoire de fin de cycle, une étude sur le thème : « Etude technique détaillée de la reconstruction du barrage de Tansablogo, dans la province du Kadiogo, au Burkina Faso ».

Pour traiter ce thème, nous présenterons d'abord la zone et les objectifs de l'étude, ensuite la méthodologie utilisée et les résultats obtenus. Nous finirons par entre autres la présentation de l'estimation financière du projet, les notes de calcul et les pièces graphiques.

I.2 Objectifs de l'étude

I.2.1 Objectif général

L'objectif général de la présente étude est de réaliser l'étude d'Avant-Projet Détaillée (APD) pour la reconstruction du barrage de Tansablogo, dans la commune de Koubri, province du Kadiogo, région du Centre, au Burkina Faso.

I.2.2 Objectifs spécifiques

L'objectif général se décline en objectifs spécifiques suivants :

- réaliser l'étude diagnostique du barrage de Tansablogo ;
- réaliser les études techniques de base (conception et dimensionnement) ;
- proposer des solutions de reconstruction de ce barrage ;
- élaborer une note synthétique de la notice d'impact environnemental et social ;
- élaborer le devis quantitatif et estimatif des travaux.

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

II.1 Présentation de la structure d'accueil

II.1.1 Généralités

La Centrale d'Assistance et de Contrôle / Ingénieurs-Conseils (CACI-Conseils) est une Société Anonyme (SA), de droit Burkinabé opérant en qualité de bureau d'études, de conseils et d'expertise. Elle a pour objectif principal de contribuer au développement par l'apport des prestations de services intellectuels aux bénéficiaires des structures publiques et privées, des organisations professionnelles et des particuliers. CACI-Conseils est située sur la Rue 25.116, Quartier Somgandé (ex secteur N° 25 et actuellement N° 19) de la ville de Ouagadougou, au Burkina Faso. Elle a pour missions :

- de mener toutes opérations d'études, de recherche, d'évaluation, de surveillance et de contrôle des travaux de projets dans le domaine du développement ;
- d'assurer l'assistance technique, le développement de solutions informatisées et la formation.

II.1.2 Domaines d'intervention

Le cadre global des activités menées par CACI-Conseils s'articule autour de trois (03) axes d'interventions suivants :

- Ingénierie : études, assistances et conseils ;
- Développement de solutions informatisées ;
- Evaluation et formation.

II.1.3 Domaines de compétences

Le bureau d'études CACI-Conseils s'inscrit dans un cadre multisectoriel qui s'articule autour des domaines suivants :

- Hydraulique et Environnement : barrages, aménagements hydroagricoles, hydraulique urbaine et rurale, assainissement et environnement ;
- Bâtiments et Travaux Publics : bâtiments, infrastructures de transport et ouvrages d'art ;
- Développement des filières agro-sylvo-pastorales : organisation des acteurs, transfert de technologies, études de marchés et élaboration de plan d'affaires ;
- Développement local : élaboration et suivi exécution des plans de développement.

II.1.4 Organisation

La Direction Générale de CACI-Conseils est placée sous la responsabilité d'un Administrateur Général. Elle comprend trois (03) départements techniques et un (01) département financier. Il s'agit du :

- Département Administratif et Financier (DAF) ;
- Département Infrastructures (DI) ;
- Département Eau (DE) ;
- Département Aménagements Hydroagricoles et Barrages (DAHB).

Outre ces départements, cette structure dispose d'un service central et particulier « Relations » qui est chargé d'appuyer l'Administrateur Général dans ses tâches quotidiennes de gestion commerciale et relationnelle avec les partenaires.

L'organigramme de la structure d'accueil est présenté à la figure 1.

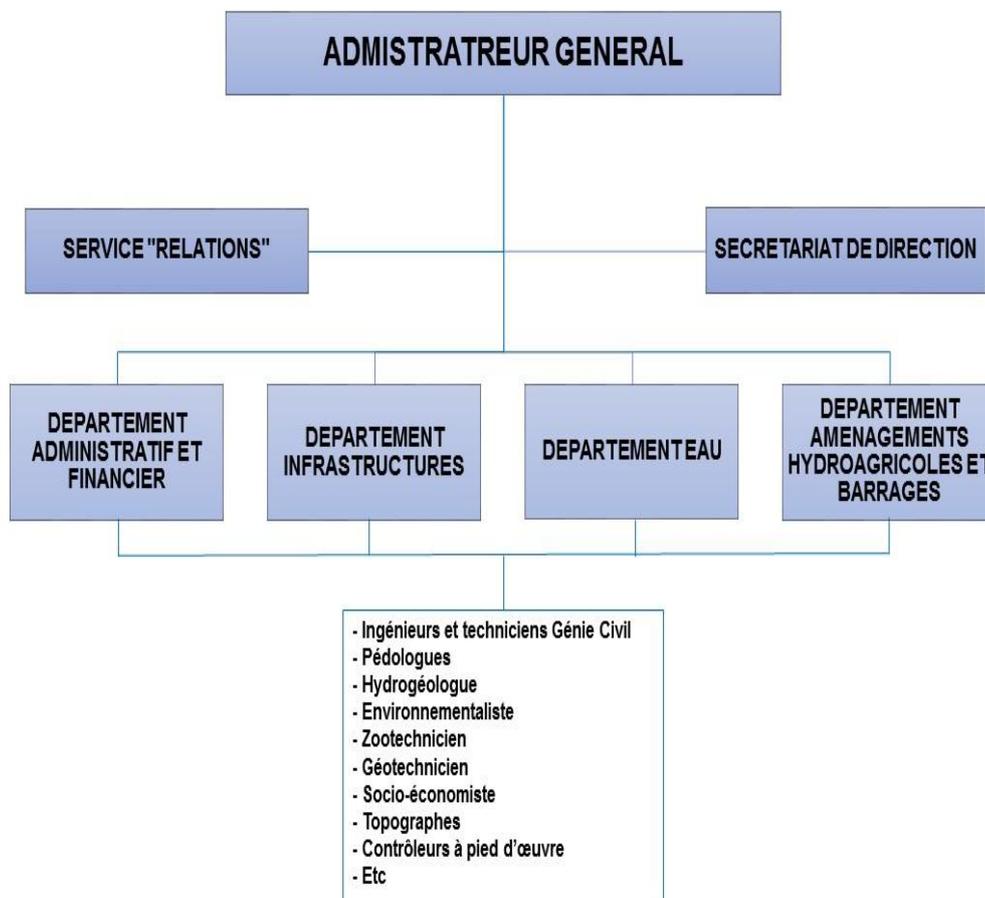


Figure 1 : Organigramme de CACI-Conseils

II.2 Présentation de la zone d'étude

II.2.1 Situation géographique

II.2.1.1 Localisation de la zone d'étude

Le site du barrage se trouve dans le village de Tansablogo d'où l'appellation « barrage de Tansablogo ». Il s'agit d'un village de la commune de Koubri, province du Kadiogo, région du Centre. Ce village est situé à 30 Km de Koubri et à 45 Km de Ouagadougou, chef-lieu de la région concernée.

La carte de situation du village de Tansablogo est présentée à la figure 2.

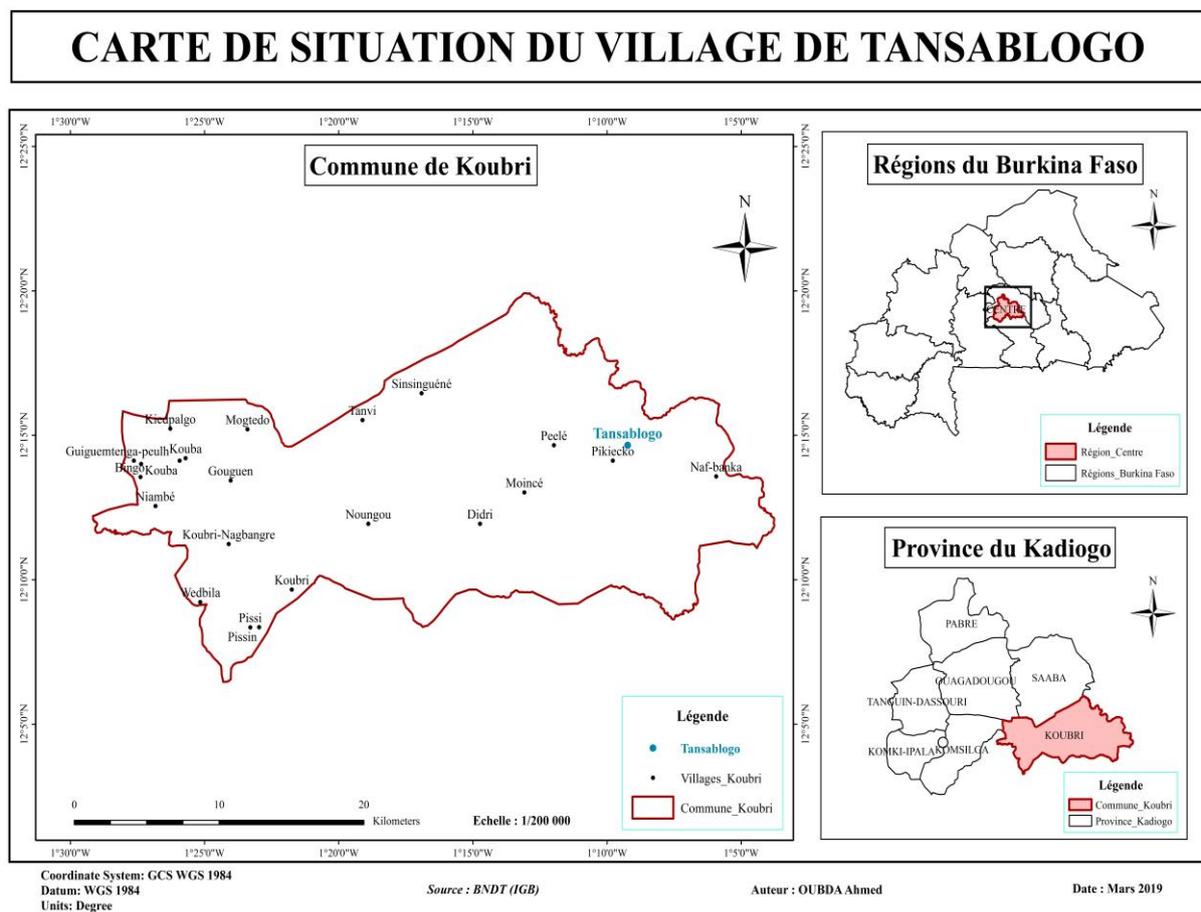


Figure 2 : Carte de situation du village de Tansablogo

Le barrage de Tansablogo est localisé grâce aux coordonnées géographiques suivantes : Longitude : 12° 09' 10,1" Ouest et Latitude : 1° 08' 12,8" Nord.

II.2.1.2 Accès au site

Selon l'itinéraire Ouagadougou-Koubri-Tansablogo, l'accès au site se fait à partir de la Route Nationale N° 5 (RN5) jusqu'au niveau du commissariat de police de Koubri sur une distance de 15 Km. A partir de ce dernier, en bifurquant à gauche, on emprunte ainsi la route départementale menant directement jusqu'au village de Tansablogo sur un parcours de 30 Km. La distance totale entre Ouagadougou et Tansablogo est donc de 45 Km.

II.2.2 Milieu physique

II.2.2.1 Climat

La zone d'étude est située dans la zone soudano-sahélienne caractérisée par un climat tropical. Elle est soumise à une alternance de deux (02) saisons climatiques suivantes :

- une longue saison sèche, allant d'Octobre à Mai, soit une durée de neuf (09) mois, caractérisée par l'harmattan (vent sec et chaud) ;
- une courte saison pluvieuse, allant de Juin à Septembre, soit une durée de quatre (04) mois, caractérisée par la mousson (vent frais et pluvieux).

La pluviométrie annuelle de la zone d'étude se situe entre les isohyètes 600 et 900 mm. (**PCD Koubri, 2015-2019**).

II.2.2.2 Sols

Les sols de la zone d'étude sont constitués essentiellement de sols ferrugineux tropicaux, de type latérico-argileux reposant sur une grande masse de granites fissurés. Ces sols sont généralement pauvres, fragiles et par conséquent vulnérables à l'érosion. On y distingue quatre (04) classes de sols qui sont les suivantes (**PCD Koubri, 2015-2019**) :

- des sols minéraux bruts ou lithosols caractérisés par une cuirasse ferrugineuse ou par une roche brute affleurant ;
- des sols peu évolués de couleur brune en surface et grisâtre ou brun-pâle en profondeur ;
- des sols ferrugineux tropicaux lessivés ;
- des sols hydromorphes : sols limoneux ou limono-argileux avec quelques concrétions ferrugineuses.

II.2.2.3 Végétation

Le couvert végétal le plus dominant dans la zone d'étude est la savane arbustive claire parsemée de quelques grands arbres et une strate herbacée. Au niveau des terrasses alluviales et le long des axes de drainage, on note une végétation rupicole. Ce couvert est composé essentiellement :

- d'arbres de taille moyenne (karité, néré, baobab, etc.) ;
- d'arbustes, notamment des épineux ;
- des herbacés dont une grande partie utilisée dans la confection des pailloles.

En outre, on y rencontre aussi des espèces exotiques (manguiers) qui sont plantées et entretenues par la population locale sous forme de plantations villageoises, de bosquets et de plantations individuelles.

Toutefois, cette végétation devient de plus en plus clairsemée du fait de son exploitation intense pour des besoins domestiques, artisanaux et de construction. (**PCD Koubri, 2015-2019**).

II.2.2.4 Relief et hydrographie

Le relief de la zone d'étude est celui du plateau mossi caractérisé par une pénéplaine peu élevée de 200 à 300 mètres d'altitude. Ce relief comprend :

- des plateaux cuirassés ou émergent par endroit des buttes cuirassées ;
- des annexes de drainage que constituent le Massili (une branche du fleuve Nakanbé) et ses nombreuses ramifications ;
- des glacis cuirassés s'insérant entre les plateaux relativement élevés et les axes de drainage.

La commune de Koubri a un très faible potentiel hydrographique. En effet, elle abrite en majeure partie des cours d'eau à régime temporaire appartenant au bassin hydrographique du Nakanbé. Par ailleurs, on note la présence de trente-trois (33) retenues d'eau et des boulis dont la plupart tarissent juste quelques temps après la saison hivernale (**PCD Koubri, 2015-2019**). La carte des retenues d'eau de la commune de Koubri est présentée à la figure 3.

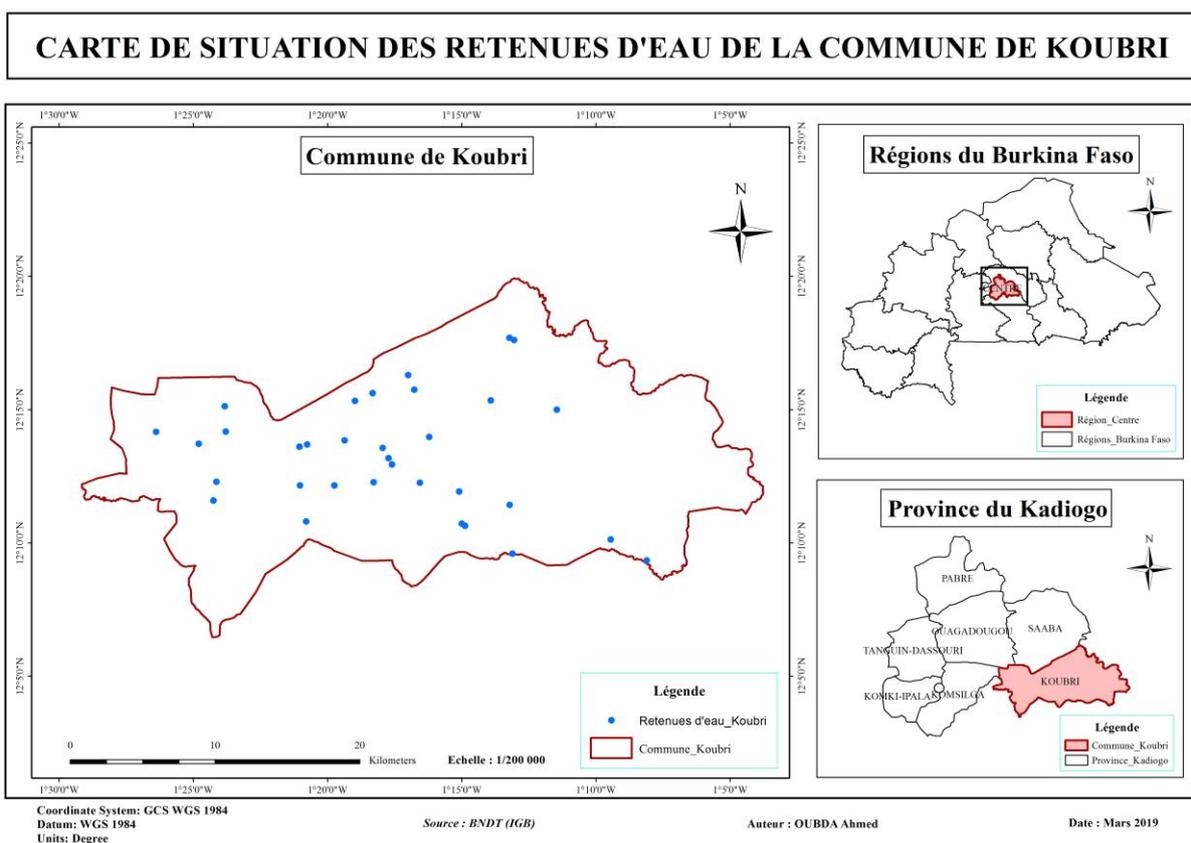


Figure 3 : Carte de situation des retenues d'eau de la commune de Koubri

II.2.3 Situation socio-démographique

Tansablogo est un village de création relativement récente. Les premiers habitants y sont venus en 1979, en provenance des provinces du Kadiogo et du Sanmatenga. Le nom Tansablogo signifie « terre noire » ou humus en Mooré, pour caractériser ses sols fertiles.

II.2.3.1 Population

Le village de Tansablogo comptait une population de 2 662 habitants en 1996 et de 3 476 habitants en 2006, selon les données du Recensement Général de la Population et de l'Habitat (RGPH). La répartition de cette population est présentée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 1 : Population de Tansablogo au recensement de 1996 et 2006

Répartition de la population en 1996		Répartition de la population en 2006	
Hommes	Femmes	Hommes	Femmes
1 332	1 330	1 654	1 822

Source : (RGPH, 1996, 2006)

Sur la base des données du RGPH, le taux d'accroissement annuel de la population a été estimé à 2,7%. Ainsi, par projection, cette population avoisinerait 4 917 habitants en 2019.

Il s'agit d'une population majoritairement « Mossi » et minoritairement « Peulh » et « Bissa ». Quant aux croyances religieuses, celles qui ont le plus grand nombre d'adeptes sont par ordre d'importance l'islam, le catholicisme, le protestantisme et l'animisme.

II.2.3.2 Mouvements migratoires

Les migrations concernent essentiellement l'intérieur de la commune, de la province, du pays et les migrations internationales. En ce qui concerne l'intérieur de la commune, les migrations se font vers les zones où existent des retenues d'eau pour l'exploitation des bas-fonds. Les migrations à l'intérieur de la province concernent principalement la ville de Ouagadougou et à travers le pays, là où se trouvent des sites aurifères. Concernant les migrations internationales, les destinations sont essentiellement la Côte d'ivoire, le Ghana et le Sénégal pour l'exploitation des sites aurifères. Ces mouvements migratoires concernent surtout les jeunes et les adultes.

II.2.4 Activités agro-pastorales

L'agriculture est l'activité principale effectuée par la population de Tansablogo. Elle est dominée par une céréaliculture pluviale de subsistance. Les principales spéculations cultivées sont : le sorgho, le mil, le maïs et le riz. En outre, s'ajoutent d'autres productions dont la grande partie est destinée à la commercialisation. Il s'agit du coton, du niébé, de l'arachide, du sésame, du pois de terre et du haricot.

A côté de la culture pluviale, les producteurs s'adonnent à la culture maraîchère en saison sèche. Les spéculations les plus cultivées sont le chou, l'aubergine, la tomate, l'oignon, l'ail, la pomme de terre, le piment, la carotte, les cucurbitacées (concombres, pastèques et courgettes), le poivre et l'épinard.

L'élevage est l'activité secondaire exercée par les habitants du village de Tansablogo. Il concerne les bovins, les ovins, les caprins et la volaille. (**PCD Koubri, 2015-2019**).

II.3 Présentation du barrage

II.3.1 Historique du barrage

Le barrage de Tansablogo a été réalisé en 1990, selon les indications données par la population autochtone et les travaux antérieurs réalisés sur ce barrage. Cette réalisation a été rendue possible par l'appui technique d'un moine qui avait déjà réalisé plusieurs retenues dans cette zone. En outre, ce barrage doit son existence à la mobilisation financière et physique de la population.

Après sa construction, le barrage de Tansablogo a fait l'objet de nombreuses réhabilitations dont la plupart entreprises par la population locale. Cependant, la plus récente datant de 2007 a été faite sous la Maitrise d'Ouvrage Déléguée de l'AGETEER. Ainsi, le barrage de Tansablogo comportait essentiellement les ouvrages suivants :

- une digue en terre homogène argileuse ;
- un déversoir trapézoïdal de position centrale.

Une étude diagnostique des barrages réalisée en 2010 avait permis de constater l'état très vulnérable du barrage de Tansablogo, bien que réhabilité. En effet, cette étude avait permis de constater d'abord la détérioration progressive de la digue qui a aussi été réalisée sans drain interne et de pied aval. Ensuite ; la digue ne disposant pas de butée de pieds était sujette à une érosion très accentuée à la base de sa fondation. Enfin, le déversoir devenait à peine instable après sa réhabilitation car son ancrage n'était pas conforme aux recommandations assorties des études géotechniques.

Le déversoir du barrage de Tansablogo aurait ensuite cédé en 2015 sous l'effet de grandes averses. Cette situation a permis d'une part de confirmer l'étude diagnostique antérieure et d'autre part de mesurer au mieux l'ampleur de cette situation.

II.3.2 Etat actuel du barrage

II.3.2.1 Etat de la digue

Le barrage de Tansablogo est constitué d'une digue en terre homogène dont les caractéristiques actuelles sont résumées dans le tableau 2.

Tableau 2 : Caractéristiques actuelles de la digue du barrage

Désignation	Valeurs	Unités
Longueur de la digue	720	m
Largeur en crête de la digue	3,5	m
Côte de calage de la digue	268	m
Hauteur de la digue	4,5	m
Pente du talus aval	1/2	V/H
Pente du talus amont	1/2	V/H
Type de digue	Digue en terre homogène	
Protection talus amont	Perrés secs	
Protection talus aval	Gravier latéritique	
Protection de la crête	Couronnement latéritique	

La visite du site a permis d'identifier d'énormes dégradations très visibles de la digue du barrage. Il s'agit de :

- la désorganisation des moellons du talus amont qui est accentuée au droit du déversoir (cf photo 1) ;
- l'érosion très marquée du talus aval liée probablement aux eaux de ruissellement (cf photo 3 et 4) ;
- l'absence de fossé de pied aval pour l'évacuation des eaux de ruissellement ;
- l'absence de butée de pied amont (cf photo 2) ;
- l'absence de muret de crête ou de mur parapet ;
- la présence d'arbustes moyennement denses sur les talus amont et aval (cf photo 3).

Les photos 1, 2, 3 et 4 illustrent mieux les constats cités antérieurement.



Photo 1 : Désorganisation des moellons du talus amont au droit du déversoir



Photo 2 : Absence de fossé de pied amont et érosion à la base de la digue



Photo 3 : Erosion marquée du talus aval et présence d'arbustes



Photo 4 : Erosion marquée du talus aval au droit du déversoir

II.3.2.2 Etat du déversoir

La plus récente réhabilitation du barrage de Tansablogo réalisée en 2007 avait permis l'édification d'un déversoir centrale de section trapézoïdale. Ce déversoir en béton cyclopéen ancré sur une profondeur de 1,2 m avait une longueur de 55 m et une hauteur de 3,50 m.

Notre visite sur le terrain a permis de constater que ce déversoir aurait totalement cédé suite à des fortes averses survenues en 2015. En effet, sur le site, on ne peut apercevoir aujourd'hui que des gros blocs de béton dissociés entre eux, en lieu et place du déversoir existant.

La photo 5 illustre mieux nos constats sur le terrain.



Photo 5 : Déversoir en ruine

II.3.2.3 Etat des ouvrages annexes

❖ Ouvrage de prise

Le barrage de Tansablogo dispose d'un ouvrage de prise avec des bacs amont et aval. Ces bacs sont en mauvais état et ne disposent pas de grille de protection. Cet ouvrage comporte une conduite en fonte ductile de 300 mm de diamètre en mauvais état avec absence de vanne-aval de régulation de débit.

A l'aval du barrage il existe un périmètre irrigué aménagé de superficie 10 ha. L'irrigation est faite de façon gravitaire mais le réseau est actuellement en état de dégradation très accentuée. Le canal primaire est totalement comblé par le remblai sur une longueur totale de 40 m, empêchant ainsi l'eau d'arriver aux parcelles en aval.



Photo 6 : Bac amont non protégé



Photo 7 : Bac aval non protégé



Photo 8 : Canal primaire comblé



Photo 9 : Périmètre non fonctionnel

❖ **Mur bajoyer et bassin de dissipation**

La ruine du déversoir a occasionné d'énormes dégâts collatéraux surtout au niveau des ouvrages qui lui sont directement liés. Ainsi, nous avons pu constater la dégradation du mur bajoyer et du bassin de dissipation.

❖ **Chenal d'écoulement**

Nous n'avons pas constaté l'existence d'un chenal d'évacuation aménagé lors de notre visite sur le site. En effet, c'est le prolongement naturel du cours d'eau qui joue jusque-là le rôle du chenal d'écoulement.

II.3.2.4 Exploitation, suivi et entretien du barrage

Le barrage de Tansablogo était utilisé principalement pour les activités agro-pastorales. Le constat majeur est le non encadrement de l'exploitation de cette retenue. A cet effet, un comité de gestion avait été mis en place après la dernière réhabilitation du barrage. Cependant, ce comité rencontre plusieurs difficultés dans la mise en œuvre de ses tâches régaliennes. Il s'agit entre autres de :

- la non opérationnalisation du comité de gestion du barrage ;
- la réalisation des aménagements anarchiques ;
- l'absence de mesure de sécurité ;
- le manque de cahier de charges ;
- l'absence d'entretien du barrage ;
- le manque de moyens pour la supervision et le suivi du barrage ;
- la méconnaissance des textes et des techniques de gestion et d'entretien du barrage par les exploitants ;
- la non maîtrise des techniques de gestion rationnelle de l'eau par les exploitants.

III. MATERIELS ET METHODES

Une étude d'Avant-Projet Détaillée (APD) nécessite l'adoption d'une démarche scientifique bien précise avec des matériels adaptés. Ainsi, la méthodologie adoptée a été jalonnée de plusieurs étapes afin d'atteindre les objectifs fixés tout en tenant compte des exigences d'un travail scientifique.

III.1 Matériels

Pour mener à bien cette étude, des matériels adaptés ont été utilisés en fonction du type d'étude et des objectifs visés. Il s'agit des matériels suivants :

- **Un appareil photo** pour la photographie des pathologies du barrage existant ;
- **Un ruban** pour les mesures des dimensions de certains ouvrages sur le terrain ;
- **Un GPS** pour relever les coordonnées géographiques des points importants sur le site ;
- **Les logiciels Google Earth et Global Mapper V.18** pour la délimitation et la caractérisation du bassin versant ;
- **Le logiciel ArcGis** pour l'élaboration des cartes ;
- **Le logiciel HyfranPlus** pour l'analyse et le traitement statistiques des pluies ;
- **Le logiciel CROPWAT 8.0** de la FAO pour le calcul des besoins en eau des cultures ;
- **Le logiciel Géoslope V.12** pour la vérification de la stabilité des talus de la digue ;
- **Le logiciel CYPE V.2014** pour le dimensionnement des murs bajoyers ;
- **Microsoft Office 2016** pour les calculs et la rédaction du document.

III.2 Méthodologie

III.2.1 Etude hydrologique

L'étude hydrologique a pour objectif de déterminer les caractéristiques hydrologiques et climatologiques nécessaires à la conception des ouvrages constitutifs du barrage.

III.2.1.1 Caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant

Les caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant ont été déterminées à partir de ses caractéristiques géométriques.

- **Périmètre (P) et surface (S) du bassin versant** : ces paramètres ont été obtenus à travers le logiciel Global Mapper V.18.

- **Coefficient de compacité de GRAVELIUS (K_G) du bassin versant** : Il est également appelé indice de forme et correspond au rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même superficie. Il permet de comparer entre eux les bassins versants de superficies identiques. Le coefficient de compacité de GRAVELIUS est exprimé par la formule suivante :

$K_G = \frac{P}{2\sqrt{\pi S}}$	K_G : Coefficient de compacité de GRAVELIUS ; S : Superficie du bassin versant (Km^2) ; P : Périmètre du bassin versant (Km).
---------------------------------	---

- **Longueur du rectangle équivalent** : C'est la longueur du rectangle ayant la même superficie et le même périmètre que le bassin versant. Elle est déterminée par la formule ci-dessous :

$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent (Km) ; S : Superficie du bassin versant (Km^2) ; P : Périmètre du bassin versant (Km).
---	--

- **Densité de drainage** : Elle est définie comme le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la superficie du bassin versant. Elle est fournie par la relation suivante :

$D_d = \frac{\sum L_t}{S}$	D_d : Densité de drainage (Km/Km^2) ; S : Superficie du bassin versant (Km^2) ; $\sum L_t$: Longueur du réseau hydrographique (Km).
----------------------------	--

- **Indice global de pente (I_g)** : C'est le rapport de la dénivelée (ΔH) séparant les altitudes ayant 5% et 95% de la superficie du bassin versant au-dessus d'elles à la longueur du rectangle équivalent (L_{eq}). L'indice global de pente est déterminé par la formule ci-après :

$I_g = \frac{\Delta H}{L_{eq}}$	I_g : Indice global de pente (m/Km) ; ΔH : Dénivelée (m) ; L_{eq} : Longueur du rectangle équivalent (Km).
---------------------------------	--

- **Indice global de pente corrigé (I_{gcorr})** : Lorsque les pentes transversales du bassin versant sont supérieures à 20 % de l'indice global de pente (I_g), on calcule alors l'indice global de pente corrigé (I_{gcorr}). Cet indice est donné par l'équation suivante :

$I_{gcorr} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n}$	<p>n : Coefficient fonction de la longueur du rectangle équivalent ; I_g : Indice global de pente (m/Km) ; I_t : Pente transversale (m/Km).</p>
--	---

III.2.1.2 Analyse fréquentielle des pluies

La station de Ouagadougou est celle qui a été retenue comme station climatique de référence pour la présente étude. Ce choix se justifie par le fait qu’il s’agit de la station synoptique la plus proche du village de Tansablogo, soit une distance de 45 Km.

Les données pluviométriques recueillies au cours des quarante-quatre (44) dernières années (1973 à 2017) ont été utilisées dans cette étude. Les relevés des pluies annuelles et maximales journalières sont reportés respectivement en [ANNEXE I.1 \(Page 63\)](#) et en [ANNEXE I.2 \(Page 64\)](#).

Ainsi, les pluies annuelles ont été ajustées à partir de la loi normale ou de GAUSS dont la fonction de répartition est décrite par l’équation ci-dessous :

$F(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du$ <p>Avec $u = \frac{x-\bar{x}}{s}$</p>	<p>u : Variable centrée réduite ; \bar{x} : Moyenne ; S : Ecart type.</p>
--	--

Les pluies maximales journalières annuelles ont été ajustées à partir de la loi de GUMBEL dont la fonction de répartition est donnée par l’équation ci-après :

$F(u) = e^{-e^{-u}}$	<p>u : Variable centrée réduite.</p>
----------------------	--------------------------------------

Les calculs pour la détermination des quantiles caractéristiques ont été faits à l’aide du logiciel HyfranPlus.

III.2.1.3 Débit de crue décennal

La crue décennale est une crue fictive provoquée par la pluie décennale, toutes les autres conditions étant celles observées le plus fréquemment lors des fortes averses (humectation du sol, répartition spatiale de la pluie, végétation, ...).

Le bassin versant faisant l'objet de la présente étude est un bassin versant non jaugé car ne dispose pas de dispositif de mesure de débit. Ainsi, l'estimation de la crue décennale a été faite par les méthodes empiriques actualisées de l'ORSTOM et du CIEH. En outre, la check list proposée dans le bulletin 54 de la FAO recommande l'utilisation de ces méthodes pour des bassins versants situés en Afrique tropicale sèche et ayant des superficies comprises entre 60 et 120 Km². C'est à ce titre, que les méthodes ORSTOM et CIEH ont été utilisées dans la présente étude pour la détermination du débit de crue décennal.

❖ Méthode ORSTOM

Cette méthode s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'hectares et plus de 1500 Km², relevant de la zone sahélienne et de la zone tropicale sèche (FAO 54, 1996). Elle est liée aux paramètres météorologiques, aux caractéristiques physiques et à la couverture végétale du bassin. Le débit de crue décennal est déterminé par la relation suivante :

$Q_{r10} = A \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{T_{b10}}$ $Q_{10} = m \times Q_{r10}$	<p>Q_{r10} : Débit de ruissellement superficiel décennal (m³/s) ;</p> <p>Q₁₀ : Débit de crue décennal (m³/s) ;</p> <p>A : Coefficient d'abattement ;</p> <p>S : superficie du bassin versant (Km²) ;</p> <p>P₁₀ : Pluie journalière maximale décennale (mm) ;</p> <p>K_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal ;</p> <p>T_{b10} : temps de base de la crue décennale (mm) ;</p> <p>α : Coefficient de pointe égal à 2,6 ;</p> <p>m : Coefficient majorateur égal à 1,03.</p>
--	---

❖ **Méthode CIEH**

Cette méthode a été établie à partir des mesures sur cent soixante-deux (162) bassins versants relevant de la zone tropicale sèche et sahélienne de l’Afrique de l’Ouest et du Centre. Elle peut être employée sur les bassins versants allant jusqu’à 1000 Km². La formule du débit de crue décennal est basée sur un schéma de régressions multiples dont l’expression générale est la suivante :

$Q_{r10} = a \times S^s \times P_{an}^p \times I_g^i \times K_{r10}^k \times D_d^d$	<p>Q₁₀ : Débit de crue décennal (m³/s) ; a : Constante de régression ; S : Superficie du bassin versant (Km²) ; Pan : Pluie moyenne annuelle (mm) ; Kr₁₀ : Coefficient de ruissellement décennal ; D_d : Densité de drainage (Km⁻¹) ; s, p, i, k, d : Coefficients fonction de la régression.</p>
---	--

Les formules retenues sont celles qui sont bien indiquées pour le Burkina Faso et pour la zone de projet. Il s’agit des équations suivantes :

- Equation N°39 : Fonction de S et Kr10 ;
- Equation N°40 : Fonction de S, Ig et Kr10.

La moyenne des débits obtenus par ces deux équations a été retenue comme débit de crue décennal.

❖ **Correction des débits de crue décennaux**

Les débits calculés n’ont pas été corrigés selon les prescriptions du manuel de la FAO pour l’estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l’Afrique sahélienne et tropicale sèche. En effet, selon la check list (**3a1g**) contenue dans ce manuel, le cas normal est celui d’un bassin versant avec un réseau hydrographique à structure dendritique et situé en Afrique tropicale sèche. Par conséquent, puisque le présent bassin versant est un cas similaire, les formules de calcul du débit de crue décennal ont été utilisés sans correction.

III.2.1.4 Débit de crue de projet

❖ Débit de crue de projet

La détermination de la crue de projet consiste à déterminer le débit de crue pour lequel on souhaite protéger l'ouvrage (FAO 54, 1996). Il s'agit donc de la crue qui servira de base au dimensionnement de tous les ouvrages hydrauliques.

Le débit de crue décennal peut être adopté comme débit de crue de projet. Cependant, il est conseillé d'appliquer à cette valeur un facteur de sécurité qui est fonction du niveau des investissements prévus, des risques encourus par les populations et des infrastructures situées en aval en cas d'accident sur les ouvrages projetés. Ce facteur de sécurité est déterminé à travers la formule de GRADEX.

Pour des raisons de sécurité, la crue de projet adoptée doit être celle que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages. Ainsi, dans le cadre de la présente étude, le débit de crue de projet considéré est le débit de crue centennal.

L'expression de la méthode de GRADEX se présente sous la forme suivante :

$Q_{100} = C \times Q_{10}$ $C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}}$	<p>Q_{100} : Débit de crue de projet (m³/s) ;</p> <p>Q_{10} : Débit de crue décennal (m³/s) ;</p> <p>P_{10} : Pluie journalière maximale décennale (mm) ;</p> <p>P_{100} : Pluie journalière maximale centennale (mm) ;</p> <p>K_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal ;</p> <p>Tb_{10} : Temps de base de la crue décennale (mn).</p>
---	--

❖ Crue de rupture du barrage

Selon le Comité International des Grands Barrages (CIGB), la crue de rupture d'un barrage peut être approchée par la formule ci-dessous :

$Q_{rupt} = 2 \times l \times (a + 0,20)^{1,5} + 0,15 \times L$	<p>Q_{rupt} : Crue de rupture du barrage (m³/s) ;</p> <p>L : Longueur de la digue sans déversoir (m) ;</p> <p>l : Longueur du déversoir (m) ;</p> <p>a : Revanche totale (m).</p>
---	--

III.2.1.5 Hydrogramme des crues

L'hydrogramme de crues est donné par l'hydrogramme schématique en tronçons linéaires proposés par GRESILLON, HERTER et LAHYAYE. Cet hydrogramme en trois (03) tronçons linéaires est construit à partir du temps de base décennal (T_{b10}) et du temps de montée décennal (T_{m10}).

Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit Q_d dit débit de discontinuité qui est déterminé par la relation suivante :

$\frac{Q_d}{Q_{projet}} = \frac{2}{\alpha} \times \frac{T_{b10} - \alpha \times T_{m10}}{T_{b10} - 2 \times T_{m10}}$	Q_d : Débit de discontinuité (m^3/s) ; Q_{projet} : Débit de crue de projet (m^3/s) ; T_{b10} : Temps de base de la crue décennale (mn) ; T_{m10} : Temps de montée de la crue décennale (mn) ; α : Coefficient de pointe égal à 2,6.
---	--

III.2.1.6 Laminage des crues

L'étude du laminage des crues permet de réduire la longueur du déversoir sans augmenter le risque de submersion du barrage. (LO, 2016).

Dans la présente étude, nous avons utilisé la méthode du « X0 » ou méthode EIEH-CIEH pour le laminage des crues. Il s'agit d'une méthode itérative basée sur le débit maximum de l'hydrogramme de crue entrant (Q_{cmax}) et celui sortant (Q_{emax}). Les différentes expressions utilisées sont présentées ci-dessous :

$X_0 = \frac{m^2 \times g \times L_1^2 \times Q_{cmax} \times T_m^3}{S^3}$ $Q_{emax} = \beta \times Q_{cmax}$	m : Coefficient de débit du seuil ; g : Accélération de la pesanteur (m/s^2) ; L_1 : Longueur du déversoir (m) ; Q_{cmax} : Débit de crue de projet (m^3/s) ; T_m : Temps de montée (mn) ; S : Superficie du plan d'eau normal (m^2) ; β : fonction de $\log(X_0)$; Q_{emax} : Débit de crue évacué (m^3/s).
---	--

III.2.2 Etude de la retenue

Cette étude vise à dimensionner la retenue afin de répondre aux besoins identifiés et pour lesquels le projet de barrage est étudié. Il s'agit de déterminer la côte du Plan d'Eau Normal pour satisfaire aux besoins de la population de Tansablogo pour un horizon de projet de 30 ans.

III.2.2.1 Courbe hauteur-volume-surface

L'analyse des données topographiques obtenues a permis d'obtenir les informations relatives aux courbes suivantes :

- la courbe hauteur-surface dressée sur la base de la planimétrie des différentes courbes de niveau de la cuvette du barrage ;
- la courbe hauteur-volume qui dérive du cumul des volumes élémentaires compris entre deux courbes de niveau successives.

Les volumes élémentaires sont obtenus par la relation suivante extraite du cours de Barrage 1 (LO, 2016).

$V_{n+1} = \frac{(S_n + S_{n+1})}{2} \times h$	<p>V_{n+1} : Volume élémentaire de la cuvette (m^3) ;</p> <p>S_n : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe n (m^2) ;</p> <p>S_{n+1} : Surface du plan d'eau correspondant à la courbe n+1 (m^2) ;</p> <p>h : Dénivelée entre deux courbes de niveau n et n+1 (m).</p>
--	--

III.2.2.2 Estimation des besoins et des pertes

❖ Estimation des besoins en eau agricoles

A l'aval du barrage se trouve un périmètre de 10 ha irrigable. Les investigations menées auprès des populations attestent que plus de la moitié de ce périmètre n'est plus utilisé. Le barrage étant à vocation hydro-agricole, il était donc nécessaire de réévaluer les besoins agricoles.

Les besoins en eau agricoles ont été évalués en tenant compte :

- de la superficie irriguée et la spéculation ;
- de l'évapotranspiration potentielle du lieu (ETP).

Comme hypothèse de calcul, nous avons considéré que l'arrêt effectif des pluies se situe en fin octobre et à cette date on considère que le barrage est rempli. On suppose que les prélèvements d'eau dans la retenue commencent de façon sensible le 1^{er} novembre, date de début des cultures de contre saison (maraîchage).

Pour plus de sécurité, il a été considéré les besoins en eau de la spéculation la plus contraignante (KEÏTA, 2009), c'est-à-dire la tomate sur les 10 ha pour l'évaluation des besoins agricoles.

$Bn = Kc \times ET0 - Pe$	<p>Bn : Besoins nets ;</p> <p>Kc : Coefficient cultural de la plante ;</p> <p>ET0 : Evapotranspiration de référence (mm) ;</p> <p>Pe : Pluie efficace (mm) pris égale à 0 pour culture de contre saison.</p>
$Bb = \frac{Bn}{e}$	<p>Bb : Besoins bruts (mm) ;</p> <p>e : Efficience du système d'irrigation.</p>

❖ Estimation des besoins en eau pastoraux

Les besoins pastoraux ont été déterminés en considérant une consommation spécifique pour les bovins ou UBT de 40 l/ jour.

En absence de données exactes et actualisées sur le cheptel de la zone de projet, nous avons utilisé les recommandations faites dans le manuel « techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale ». En effet, selon ce manuel, la densité du bétail en Afrique sahélienne et équatoriale est d'une (01) bête pour cinq (05) hectares en moyenne. **(DURAND et al, 1998)**.

Dans le cas du présent projet, nous avons émis l'hypothèse selon laquelle la consommation du cheptel ne sera considérée que pendant la saison sèche allant d'Octobre à Mai. Pendant l'autre période de l'année, l'eau est disponible un peu partout et les prélèvements sont compensés par les apports liquides.

❖ Estimation des besoins domestiques

Le barrage de Tansablogo n'est pas conçu pour les besoins humains. Toutefois, il est impossible d'empêcher certaines utilisations domestiques telles que la lessive, les activités d'artisanat, etc. De ce fait, une consommation spécifique de 15 litres/jour/habitant a été décidée à l'issue des enquêtes socioéconomiques sur le terrain.

❖ Pertes par évaporation

Les données d'évaporation au bac A qui ont été utilisées sont celles de la station synoptique de Ouagadougou. A partir des valeurs d'évaporation d'un bac, on peut établir une corrélation avec les valeurs d'évaporation d'un lac par la formule de POUYAUD **(LO, 2016)**. L'expression de cette formule est la suivante :

$Elac = 1,664 \times (E_{bac A})^{0,602}$	<p>E_{lac} : Evaporation du plan d'eau (mm/j) ;</p> <p>$E_{bac A}$: Evaporation au bac de classe A (mm/j).</p>
---	---

❖ **Pertes par infiltration**

Au Burkina Faso, l'infiltration moyenne journalière dans la cuvette d'un barrage est de l'ordre de 1 à 3 mm/j (LO, 2016). Compte tenu du fait qu'il s'agit d'un barrage existant et que l'infiltration diminue avec le temps, nous avons adopté une infiltration moyenne journalière de 1,5 mm/j.

❖ **Dépôts solides**

L'eau de ruissellement entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache le long de son parcours. Ces matériaux se déposent dès que la vitesse de l'eau devient inférieure à un certain seuil ; ainsi une retenue qui amène l'eau à réduire sa vitesse à une valeur pratiquement nulle provoque le dépôt de la presque totalité des matériaux solides transportés par les eaux de ruissellement (LO, 2016).

Plusieurs formules permettent d'estimer les apports solides. Celle utilisée dans la présente étude est celle de (KARAMBIRI, 1998), du fait que son élaboration a été faite en grande partie sur des recherches faites sur les retenues du Burkina Faso. L'expression est la suivante :

$D = 137 \times \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,02} \times S^{-0,05} \times [0,25 + 1,13 \times (h + r)]^{1,15}$ $V_s = D \times S \times n$	<p>h : Paramètre anthropique, pris égal à 0,55 (bassin versant comportant des petites villes et des villages moyens) ;</p> <p>r : Paramètre morphologique, pris égale à 0,55 (relief moyen) ;</p> <p>P : Pluviométrie moyenne annuelle (mm) ;</p> <p>S : Superficie du bassin versant (Km²) ;</p> <p>D : Dégradation spécifique annuelle (m³/Km²/an) ;</p> <p>V_s : Volume des dépôts solides (m³) ;</p> <p>n : Durée de vie de l'ouvrage.</p>
---	--

III.2.2.3 Evaluation des apports liquides

Les apports liquides ont été déterminés par la méthode de (RODIER, 1976) qui permet de déterminer les coefficients d'écoulement en année moyenne du bassin versant étudié par comparaison avec un bassin type étudié par RODIER afin d'estimer ses apports liquides. Aussi, les propositions faites par l'Office National des Barrages et des Aménagements Hydro-agricoles (ONBAH) ont été prises en compte pour la détermination du coefficient d'écoulement quinquennal et décennal en fonction du coefficient d'écoulement en année moyenne. Les différentes expressions sont présentées ci-dessous :

$Ke = \frac{\text{Lame d'eau écoulée}}{\text{Quantile}}$	Ke : Coefficient d'écoulement en année moyenne ; Lame d'eau écoulée (mm) ; Quantile : Pluviométrie considérée (mm).
$V = Ke \times \text{Quantile} \times S$	V : Volume des apports liquides (m ³) ; Ke : Coefficient d'écoulement en année moyenne ; Quantile : Pluviométrie considérée (m) ; S : Superficie du bassin versant (m ²).
$Ke_5 = 0,70 \times Ke$ $Ke_{10} = 0,50 \times Ke$	Ke ₅ : Coefficient d'écoulement quinquennal ; Ke ₁₀ : Coefficient d'écoulement décennal.

III.2.2.4 Calage du Plan d'Eau Normal et des Plus Hautes Eaux

Le calage du Plan d'Eau Normal (PEN) permet de définir la capacité totale de stockage de la retenue. Il prend en compte la nécessité de satisfaire aux différents besoins en eau pour lesquels le projet est mis en place mais aussi des contraintes dues à l'élévation du plan d'eau dans le réservoir.

La hauteur des Plus Hautes Eaux est celle du PEN augmentée de la charge au-dessus du seuil. Elle est donnée par la formule suivante :

$PHE = PEN + h$	PHE : Plus Hautes Eaux (m) ; PEN : Plan d'Eau Normal (m) ; h : Charge au-dessus du seuil (m).
-----------------	---

III.2.3 Propositions de reconstruction

III.2.3.1 Digue

❖ Choix du type de digue et calage de la digue

Le choix du type de digue a été fait en tenant compte de l'existant, de la disponibilité des matériaux sur place et du facteur économique. Sa hauteur est celle des Plus Hautes Eaux majorée de la revanche. Elle est déterminée par la formule ci-dessous :

$H_B = PHE + R$	H_B : Hauteur de la digue ou du barrage (m) ; PHE : Plus Hautes Eaux (m) ; R : Revanche libre (m).
-----------------	--

❖ Largeur en crête

La largeur en crête de la digue est dimensionnée pour assurer la circulation des engins et pour l'entretien de l'ouvrage (LO, 2016). Elle a été calculée par les formules suivantes de KNAPPEN et de PREECE :

Formule de PREECE $l_c = 1,1 \times \sqrt{H_B} + 1$	l_c : Largeur en crête de la digue (m) ; H_B : Hauteur de la digue ou du barrage (m).
Formule de KNAPPEN $l_c = 1,65 \times \sqrt{H_B}$	l_c : Largeur en crête de la digue (m) ; H_B : Hauteur de la digue ou du barrage (m).

❖ Largeur de la fondation

Puisque la digue a une section trapézoïdale, la largeur de base de sa fondation est donnée par l'expression suivante :

$L_f = l_c + (m_{amont} + m_{aval}) \times H_B$	L_f : Largeur de base de la fondation (m) ; l_c : Largeur en crête de la digue (m) ; m_{amont} : Fruit du talus amont ; m_{aval} : Fruit du talus aval ; H_B : Hauteur de la digue ou du barrage (m).
---	---

❖ **Revanche**

La revanche est la tranche d'eau comprise entre le PHE et la crête du barrage. Elle permet d'éviter la submersion de la digue par les vagues engendrées par les vents lors des crues, d'absorber l'excédent de débits sur la crue de projet. Elle permet également de faire passer la crue de sécurité et de compenser les tassements de la digue et des fondations pour éviter de réduire la réserve de sécurité. Elle a été déterminée par la formule de MOLITOR et GAILLARD et la formule simplifiée.

Les formules de MOLITOR et GAILLARD sont présentées ci-dessous :

$h = 0,76 + 0,032\sqrt{U \times f} - 0,26\sqrt[4]{f}$ $V_v = 1,5 + 2h$ $R = 0,75 \times h + \frac{V_v^2}{2g}$	<p>h : Hauteur des vagues (m) ; U : Vitesse du vent (m/s) f : Fetch (Km) ; V_v : Vitesse des vagues (m/s) ; R : Revanche (m).</p>
---	---

Pour des raisons de sécurité, la moyenne des valeurs obtenues par la formule de MOLITOR et GAILLARD et celle simplifiée a été retenue comme hauteur de la revanche.

❖ **Choix et vérification de la stabilité des pentes des talus de la digue**

Les pentes des talus ont été fixées en tenant compte des caractéristiques géotechniques et de la nature des matériaux de construction de la digue. Les talus sont choisis en adéquation avec quelques valeurs forfaitaires de dimensionnement des pentes des talus de digues de barrage afin d'assurer leurs stabilités. Le tableau suivant donne les pentes des talus en fonction de la hauteur du barrage.

Tableau 3 : Pentés des talus en fonction de la hauteur du barrage

Hauteur du barrage	Type de barrage en terre	Fruit des talus	
		Amont	Aval
Inférieur à 5 m	Homogène ou à zones	2	2
5 à 10 m	Homogènes, granulométrie étendu	2,5	2,25
	Homogène à fort pourcentage d'argile	2,75	2,25
	A noyau et recharges grossières	2,25	2
10 à 15 m	Homogène, granulométrie étendu	2,75	2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	3	2,5
	A noyau et recharges grossières	2,5	2,25

Source : (DURAND, 1996)

Selon le manuel « techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale », un barrage mal dimensionné et instable porte préjudice à la sécurité des populations d'une part et d'autre part aux exploitations agricoles et aux aménagements situés à son aval.

Plusieurs méthodes de calculs existent pour la vérification de la stabilité des pentes des talus, suivant la nature des hypothèses faites sur les interactions entre tranches et sur la pression interstitielle. Il s'agit entre autres des méthodes de BISHOP, de FELLENUIS et de MORGENSTERN-PRICE. Dans le cadre de la présente étude, nous avons utilisé la méthode des cerces de glissement de BISHOP à travers le logiciel Geoslope Version 2012. En effet, cette méthode est la plus couramment utilisée, récente et assez précise. Cette vérification va permettre d'adopter définitivement, ou non, les valeurs forfaitaires choisies en fonction de la hauteur du barrage.

❖ Infiltration hydraulique interne

Cette étude a permis de vérifier les conditions d'étanchéité du corps de remblai de la digue. Le débit de fuite a été déterminé à travers la parabole de KOZENY. Les différentes expressions utilisées sont les suivantes :

$Y_0 = \sqrt{H_r^2 + d^2} - d$ $Y^2 = 2XY_0 + Y_0^2$ $q = K_r \times Y_0$	<p>Y_0 : Point d'intersection de l'axe des ordonnées et de la parabole de KOZENY (m) ;</p> <p>H_r : Hauteur de la retenue ou du déversoir (m) ;</p> <p>d : Largeur de base de la fondation (m) diminuée de 0,7b et de la longueur du drain (m) ;</p> <p>Y : Ordonnée de la parabole de KOZENY ;</p> <p>X : Abscisse de la parabole de KOZENY ;</p> <p>K_r : Perméabilité du remblai de la digue ;</p> <p>q : Débit spécifique de fuite (m²/s).</p>
---	--

❖ **Filtres et drains**

Le filtre doit permettre la collecte des infiltrations de la digue et une partie des débits d'infiltration dans la fondation afin de les acheminer hors de la digue et spécifiquement dans le fossé de pied aval. Les expressions de la parabole de KOZENY et du débit de fuite pour le cas spécifique d'un massif homogène avec un drain horizontal sont présentées ci-dessous :

$L_d = \frac{L_f}{4}$ $e = 2 \times \sqrt{\frac{q \times L_d}{K_d}}$	<p>L_d : Longueur du drain (m) ;</p> <p>L_f : Largeur de base de la fondation (m) ;</p> <p>e : Epaisseur du drain (m) ;</p> <p>q : Débit spécifique de fuite (m²/s) ;</p> <p>K_d : Perméabilité du matériau du drain (m/s).</p>
--	---

III.2.3.2 Déversoir

❖ **Longueur du seuil déversant**

La longueur du seuil déversant pour le cas d'un seuil dénoyé a été déterminée avec l'équation suivante :

$L = \frac{Q_{cmax}}{m \times \sqrt{2g} \times h^{3/2}}$	<p>L : Longueur du déversoir (m) ;</p> <p>Q_{cmax} : Débit de crue de projet (m³/s) ;</p> <p>m : Coefficient de débit du seuil ;</p> <p>g : Accélération de la pesanteur (m/s²) ;</p> <p>h : Charge au-dessus du seuil (m).</p>
--	--

❖ **Etude de la stabilité du déversoir**

Elle a consisté aux vérifications des stabilités au renversement, au glissement, à la non rupture et à la non fissuration. Les actions agissant sur le déversoir qui ont été considérées sont les suivantes : le poids propre du déversoir (W), la poussée hydrostatique (P_e), la pression interstitielle (U) et la poussée des sédiments (P_t).

• **Stabilité au glissement**

La vérification de la stabilité au glissement revient à comparer la force tangentielle de glissement admissible sous le mur avec la composante tangentielle réellement appliquée. Le coefficient de sécurité au glissement doit être supérieur à 1,2 pour que la stabilité soit vérifiée.

$F_G = \frac{(W - U) \times \tan(\varphi)}{P_e + P_t}$	<p>F_G : Coefficient de sécurité au glissement ; W : Poids propre de l'ouvrage (kN) ; U : Pression interstitielle (kN) ; tan(φ) : Pris à 0,65 pour contact béton-roche ; P_e : Poussée hydrostatique (kN) ; P_t : Poussée des sédiments (kN).</p>
--	--

Ainsi, afin que la stabilité au glissement du déversoir soit vérifiée, son angle d'inclinaison a été déterminé par la formule suivante :

$\alpha = \tan^{-1} \left[\frac{6Hr^2 - \frac{23}{6}Hr + 27,56}{\frac{33,8}{6}Hr^2 + \frac{10,4}{3}Hr} \right]$	<p>Hr : Hauteur de la retenue ou du déversoir (m) ; α : Angle d'inclinaison du déversoir vérifiant la stabilité au glissement (°).</p>
--	---

• **Stabilité au renversement**

En entame, on suppose d'abord que le déversoir pivote autour du point B fixe pour la détermination des moments des forces stabilisatrices et renversantes. La stabilité au renversement est appréciée par le rapport entre le moment des forces stabilisatrices et des forces renversantes. Ce rapport qui est appelé coefficient de sécurité au renversement doit être supérieur à 1,5 pour que la stabilité de l'ouvrage au renversement soit vérifiée. Il est déterminé par la formule suivante :

$F_R = \frac{\sum M_{/B}(W - U)}{\sum M_{/B}(P_e + P_t)}$	<p>F_R : Coefficient de sécurité au renversement ; W : Poids propre de l'ouvrage ; U : Pression interstitielle ; P_e : Poussée hydrostatique ; P_t : Poussée des sédiments.</p>
---	---

Ainsi, afin que cette stabilité soit vérifiée, l'angle d'inclinaison du déversoir vérifiant la stabilité au renversement a été déterminé en résolvant l'équation suivante :

$K1\alpha^2 + K2\alpha + K3 = 0$ <p style="text-align: center;">Avec</p> $K1 = \frac{62}{9}Hr^3 + \frac{28}{9}Hr^2$ $K2 = \frac{196}{9}Hr^2 + \frac{56}{9}Hr$ $K3 = -\frac{7,5}{3}Hr^3 - 6Hr^2 + \frac{98}{9}Hr - \frac{64,48}{9}$	<p>Hr : Hauteur de la retenue (m) ; α : Angle d'inclinaison du déversoir vérifiant la stabilité au renversement (°).</p>
--	---

• **Vérification à la non fissuration**

La vérification à la non rupture ou de la règle du tiers central a été faite par l'expression suivante :

$ e \leq \frac{b}{6}$	<p>e : Excentricité (m) ; b : Largeur de base de la fondation du déversoir (m).</p>
------------------------	--

• **Vérification à la non rupture**

Cette vérification consiste à s'assurer que la contrainte maximale dans l'ouvrage est inférieure à la contrainte limite du matériau de construction de l'ouvrage (béton). Elle a été faite par l'expression suivante :

$\sigma_{lim, \text{béton}} = 0,3fc_{28}$ $\sigma_{max} = \left(\frac{W - U}{b}\right) \left[\frac{6 e }{b} + 1\right]$ $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim, \text{béton}}$	<p>$\sigma_{lim, \text{béton}}$: Contrainte limite du béton (MPa) ; e : Excentricité (m) ; W : Poids propre de l'ouvrage (kN) ; U : Pression interstitielle (kN) ; b : Largeur de base de la fondation du déversoir (m) ; σ_{max} : Contrainte maximale dans le déversoir (kPa).</p>
--	---

III.2.3.3 Bassin de dissipation et chenal d'écoulement

Le bassin de dissipation est dimensionné dans l'intention de dissiper l'énergie produite par la chute de l'eau afin d'éviter d'éventuelle dégradation de l'ouvrage par les phénomènes d'érosion régressive. Le choix du type de bassin de dissipation est tributaire à la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin et au nombre de Froude. Les dimensions du bassin ont été déterminées par la relation de BERNOULLI et par les formules et abaques proposés par GRESILLON et LAHAYE.

$V = \sqrt{2g \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y_1 \right]}$	<p>V : Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin (m/s) ; h : Charge au-dessus du seuil (m) ; H : Ligne d'eau (m) ; y₁ : Tirant d'eau avant le ressaut (m).</p>
$y_1 = \frac{Q}{l \times V}$	<p>y₁ : Tirant d'eau avant le ressaut (m) ; Q : Débit de crue de projet (m³/s) ; l : largeur du coursier (m) ; V : Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin (m/s).</p>
$F = \frac{V}{\sqrt{gy_1}}$	<p>F : Nombre de froude ; V : Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin (m/s) ; y₁ : Tirant d'eau avant le ressaut (m) ; g : Accélération de la pesanteur (m²/s).</p>

Les caractéristiques du chenal d'écoulement ont été définies par les lois d'écoulement en surface libre. Ainsi, la formule qui a été utilisée est principalement celle de Manning-Strickler pour une section de canal rectangulaire.

$Q_{cmax} = \frac{K_S \times y_n \times (b + m y_n)^{5/3} \times \sqrt{I}}{(b + 2y_n \times \sqrt{1 + m^2})^{2/3}}$	<p>Q_{cmax} : Débit de crue de projet (m³/s) ; K_S : Coefficient de rugosité de Manning-Strickler ; I : Pente longitudinale du canal (m/Km) ; y_n : Tirant d'eau normal (m) ; m : Fruit des talus du canal.</p>
$y_c = 0,47 \times \left(\frac{Q_{cmax}}{L} \right)^{2/3}$	<p>y_c : Tirant d'eau critique (m) ; Q_{cmax} : Débit de crue de projet (m³/s) ; L : Longueur du déversoir ou largeur du chenal (m).</p>

III.2.3.4 Mur bajoyer

Le dimensionnement du mur bajoyer a été réalisé avec le logiciel CYPE Version 2014. Il a concerné la vérification des stabilités externes et internes afin de s'assurer de la stabilité globale de l'ouvrage.

❖ Etude de la stabilité externe du mur bajoyer

L'étude de la stabilité externe du mur bajoyer a consisté aux vérifications des stabilités au renversement, au glissement, au non soulèvement et au poinçonnement.

• **Stabilité au glissement**

La vérification de la stabilité au glissement revient à comparer la force tangentielle de glissement admissible sous le mur avec la composante tangentielle réellement appliquée. Le coefficient de sécurité au glissement doit être supérieure à 1,5 pour que la stabilité au glissement soit vérifiée. Il est déterminé par l'équation suivante :

$F_G = \frac{(W - U) \times \tan(\varphi)}{P_e}$	<p>F_G : Coefficient de sécurité au glissement ; W : Poids propre de l'ouvrage (kN) ; U : Pression interstitielle (kN) ; $\tan(\varphi)$: Pris à 0,65 pour contact béton-roche ; P_e : Poussée hydrostatique (kN).</p>
--	--

• **Stabilité au renversement**

En entame, on suppose d'abord que le mur bajoyer pivote autour du point B fixe pour la détermination des moments des forces stabilisatrices et renversantes. La stabilité au renversement est appréciée par le rapport entre le moment des forces stabilisatrices et des forces renversantes. Ce rapport qui est appelé coefficient de sécurité au renversement doit être supérieur à 1,5 pour que la stabilité soit vérifiée. Il est déterminé par la formule suivante :

$F_R = \frac{\sum M_{résistants}}{\sum M_{moteurs}}$	<p>F_R : Coefficient de sécurité au renversement ; $\sum M_{résistants}$: Somme des moments résistants (kN.m) ; $\sum M_{moteurs}$: Somme des moments moteurs (kN.m).</p>
--	--

• **Stabilité au non soulèvement**

La vérification de la stabilité au non soulèvement a été faite par l'expression suivante :

$ e \leq \frac{b}{6}$	<p>e : Excentricité (m) ; b : Largeur de base de la fondation du mur bajoyer (m).</p>
------------------------	--

• **Stabilité au poinçonnement**

Cette vérification consiste à s'assurer que la contrainte maximale dans l'ouvrage est inférieure à la contrainte admissible du sol support de l'ouvrage. Elle a été faite par l'expression suivante :

$\sigma_{\max} = \left(\frac{W - U}{b} \right) \left[\frac{6 e }{b} + 1 \right]$ $\sigma_{\max} \leq \sigma_{\text{adm, sol}}$	$\sigma_{\text{adm, sol}}$: Contrainte admissible du sol (MPa) ; e : Excentricité (m) ; W : Poids propre de l'ouvrage (kN) ; U : Pression interstitielle (kN) ; b : Largeur de base de la fondation du mur bajoyer (m) ; σ_{\max} : Contrainte maximale dans le mur bajoyer (kPa).
--	---

❖ Etude de la stabilité interne du mur bajoyer

L'étude de la stabilité interne du mur bajoyer concerne la vérification des aciers horizontaux et de répartition. Ces différentes vérifications ont été extraites du cours du béton armé 3 (MESSAN, 2018). Les expressions utilisées pour la vérification des aciers du voile du mur bajoyer sont les suivantes :

$A_H (\text{côté terre}) \geq 0,10e_1$	$A_H (\text{côté terre})$: Aciers horizontaux du côté terre (cm ² /m) ; e_1 : Epaisseur du voile à l'encastrement sur la semelle (cm).
$A_H (\text{côté vue}) \geq 0,075e_1$	$A_H (\text{côté vue})$: Aciers horizontaux du côté vue (cm ² /m) ; e_1 : Epaisseur du voile à l'encastrement sur la semelle (cm).
$A_V (\text{côté vue}) \geq 0,10e_1$	$A_V (\text{côté vue})$: Aciers verticaux du côté vue (cm ² /m) ; e_1 : Epaisseur du voile à l'encastrement sur la semelle (cm).

Les expressions utilisées pour la vérification des aciers de la semelle du mur bajoyer sont les suivantes :

$A_r (\text{patin}) \geq 0,10e_2$	$A_r (\text{patin})$: Aciers de répartition du patin (cm ² /m) ; e_2 : Epaisseur du patin (cm).
$A_r (\text{talon}) \geq 0,10e_3$	$A_r (\text{talon})$: Aciers de répartition du talon (cm ² /m) ; e_3 : Epaisseur du talon (cm).

III.2.3.5 Ouvrage de prise et de vidange

❖ Ouvrage de vidange

L'ouvrage de vidange permet l'entretien et la possibilité de vidanger l'ouvrage rapidement en cas de danger. Le choix du diamètre de la conduite de vidange a été faite en tenant compte des recommandations faites par le Comité Français des Grands Barrages (DEGOUTTE, 1997). En effet, cette conduite a été choisie pour permettre entre autres la vidange de la moitié de la capacité du barrage en moins de huit (08) jours et sa vidange totale en moins de vingt un (21) jours.

L'ouvrage de vidange a été donc défini par son temps de vidange déterminé par l'équation suivante :

$T = \left(\frac{S}{s}\right)^2 \times \sqrt{\frac{2}{g}} \times (\sqrt{h_0} + \sqrt{h})$	<p>T : Temps de vidange (s) ;</p> <p>S : Superficie du Plan d'Eau Normal (m²) ;</p> <p>s : Section de l'ouvrage de vidange (m²) ;</p> <p>g : Accélération de la pesanteur (m²/s) ;</p> <p>h₀ : Charge de l'eau au Plan d'Eau Normal (m) ;</p> <p>h : Charge de l'eau à l'ouvrage de vidange (m).</p>
---	--

❖ **Ouvrage de prise**

L'ouvrage de prise sert à l'utilisation de la retenue pour l'agriculture, l'adduction en eau et les activités pastorales (LO, 2016). Le choix de l'ouvrage de prise a été faite en tenant compte de la charge d'eau disponible et de l'irrigation en aval du périmètre de 10 ha. Le débit évacué à travers la conduite de prise a été déterminée par la formule de Torricelli (LENCASTRE, 1996) qui est la suivante :

$Q = \mu \times \pi \times \frac{D^2}{4} \times \sqrt{2gh}$	<p>Q : Débit évacué (m³/s) ;</p> <p>μ : Coefficient de débit pris à 0,6 pour tous les liquides ;</p> <p>D : Diamètre de la conduite (m) ;</p> <p>g : Accélération de la pesanteur (m²/s) ;</p> <p>h : Charge de l'eau au centre de la conduite (m).</p>
---	---

III.3 Synthèse des études de base

III.3.1 Synthèse des études topographiques

Une campagne topographique a été entreprise par une équipe topographique complète du bureau d'études CACI-Conseils. L'objectif visé par cette étude était d'établir un plan de masse de la zone du projet avec des courbes de niveau et tous les détails nécessaires à la réalisation des études hydrauliques et de dimensionnement des ouvrages.

Les études topographiques ont été conduites selon la méthodologie chronologique suivante :

- Parcours et notation par le topographe de la zone à lever ;
- Pour la cuvette, les études topographiques ont consisté en un levé d'état des lieux et l'élaboration d'un plan à partir des données obtenues. A l'issue du report, un plan de masse de la zone a été réalisé à l'échelle 1/2 000 avec des courbes de niveau d'une équidistance de 50 cm ;
- Pour la partie aval de la retenue d'eau, de la même manière les études topographiques ont consisté en un levé d'état des lieux et l'élaboration d'un plan à partir des données obtenues. A l'issue du report, un plan de masse de la zone a été réalisé à l'échelle 1/1000 avec des courbes de niveau d'une équidistance de 50 cm. La superficie aménageable a été estimée à environ 10 ha.

Le plan de masse de la cuvette du barrage est présenté en [ANNEXE VII \(Page 101\)](#).

III.3.2 Synthèse des études géotechniques

La détermination des caractéristiques géotechniques du site et la recherche de zones d'emprunts et des carrières d'agrégats ont été conduites par un consultant géotechnicien.

III.3.2.1 Fondation de la digue

Deux (02) puits de profondeur 3 m chacun ont été effectués respectivement en rive extrême gauche et droite de la digue existante. Cette investigation a permis de déterminer la disposition stratigraphique du sol support de la digue du barrage. Ainsi, le sol support de la digue du barrage est constitué successivement des couches suivantes :

- une première couche de cuirasse latéritique d'une épaisseur de 0,70 m ;
- une deuxième couche de grave argileuse latéritique d'une épaisseur de 1 m ;
- une troisième couche d'argile limoneuse d'une épaisseur de 0,20 m ;
- une quatrième couche de granite d'une épaisseur de 1,10 m.

Par ailleurs, au moment des investigations, le lit du marigot était en eau, si bien qu'aucune investigation n'a été possible en ce lieu. Néanmoins, la présence de roches granitiques a été constatée au niveau du chenal d'écoulement sur environ 50 m de long à moins d'un mètre de profondeur. Par extrapolation, les caractéristiques du lit du marigot ont été assimilées à celui du chenal d'écoulement.

Au regard des résultats obtenus, l'expertise géotechnique a décidé d'un ancrage de la digue profond de 2,5 m.

III.3.2.2 Emprunts et carrières

Les investigations ont permis d'identifier une zone d'emprunt d'argile sur le flanc gauche de la cuvette du barrage et en quantité suffisante. Les essais et analyses effectués sur ce matériau ont confirmé sa qualité et son aptitude pour son éventuelle utilisation dans la reconstruction de la digue du barrage.

Le matériau latéritique est situé à 2 Km du site, sur les flancs d'une colline appelée « Zabretanga ». Ce matériau pourra être utilisé pour le couronnement de la crête de la digue. En outre, il y existe des moellons latéritiques qui seront utilisés pour la protection des talus de la digue. Le sable se trouve à 5 Km du site, dans le lit du marigot « Razing Kuilga » et à 2 Km du site, dans le lit du marigot « Naaf Banka ».

IV. RESULTATS

IV.1 Etude hydrologique

IV.1.1 Analyse fréquentielle des pluies

Les ajustements des données pluviométriques effectués par le logiciel HyfranPlus ont permis de déterminer les valeurs caractéristiques des quantiles. L'analyse des graphiques des ajustements montrent que les données obtenues sont représentatives et utilisables.

Les analyses fréquentielles des pluies ont été faites sur les données pluviométriques de 1973 à 2017 recueillies à la station de Ouagadougou (voir ANNEXE II.1 à la page 67). Les quantiles caractéristiques, à un niveau de confiance de 95%, sont récapitulés dans le tableau 4.

Tableau 4 : Quantiles caractéristiques

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Pluie annuelle moyenne	Pan	758	mm
Pluie journalière quinquennale humide	P ₅	54,05	mm
Pluie journalière quinquennale sèche	P ₅	30,49	mm
Pluie journalière décennale humide	P ₁₀	86,1	mm
Pluie journalière décennale sèche	P ₁₀	46	mm
Pluie journalière centennale humide	P ₁₀₀	117	mm
Pluie journalière centennale sèche	P ₁₀₀	37	mm

IV.1.2 Etude du bassin versant

Les détails des calculs du bassin versant sont présentés en ANNEXE II.2 (Page 70).

IV.1.2.1 Caractéristiques et classification du bassin versant

Les caractéristiques du bassin versant du barrage sont présentées dans le tableau 5.

Tableau 5 : Caractéristiques géométriques du bassin versant

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Superficie du bassin versant	S	60,25	Km ²
Périmètre du bassin versant	P	48,65	Km
Altitude maximale	Z _{max}	327	m
Altitude minimale	Z _{min}	257	m
Pente longitudinale moyenne	I	3,47	%
Longueur du plus long cours d'eau	Lt	16,43	Km
Longueur totale du réseau hydrographique	$\sum Lt$	146,77	Km

La figure 4 présente le bassin versant du barrage de Tansablogo.

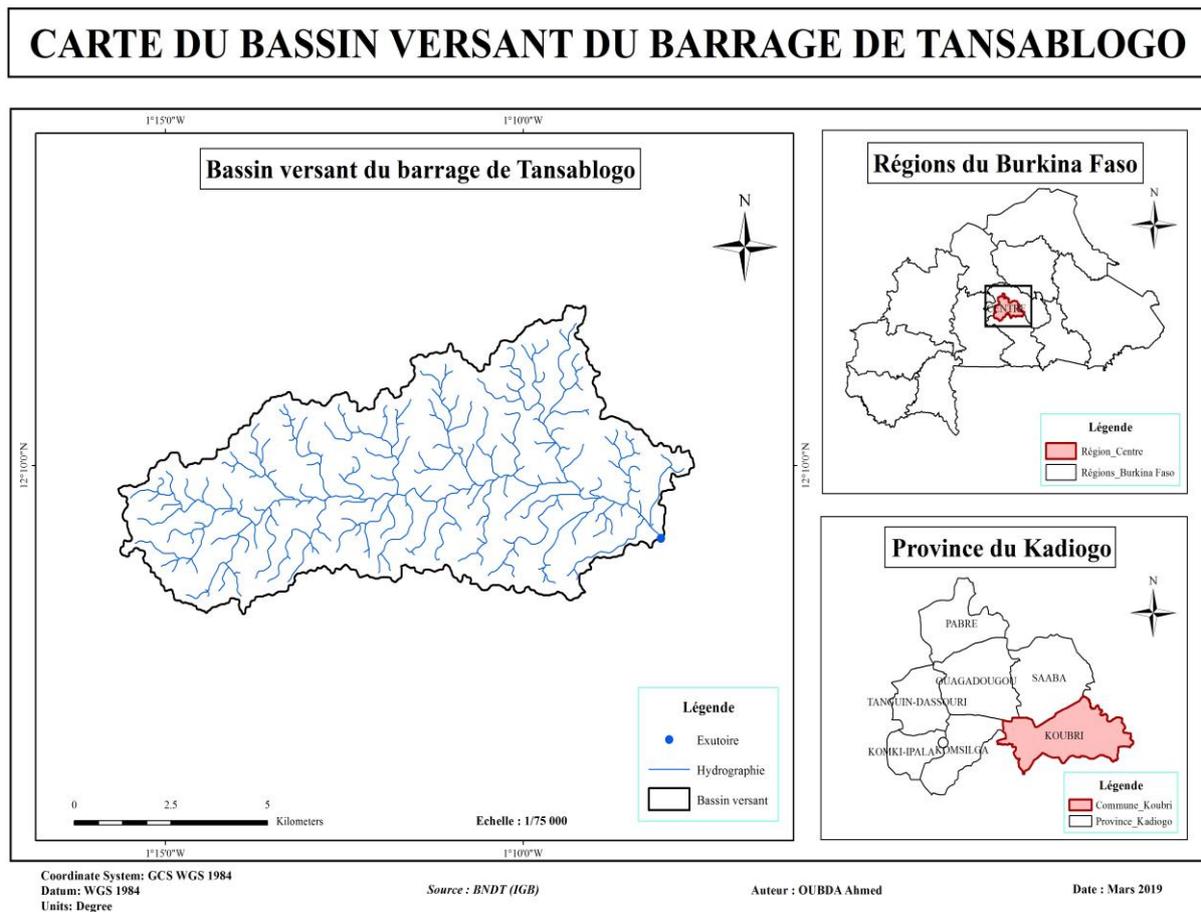


Figure 4 : Carte du bassin versant du barrage de Tansablogo

Selon la classification proposée par RODIER, le bassin versant du barrage de Tansablogo est de classe de relief **R2** car sa pente longitudinale moyenne est comprise entre 2% et 5%.

Les expériences de RODIER ont également permis de définir les indices de perméabilité des bassins versants. Ainsi, ce bassin versant est assimilable à un bassin relativement imperméable ou bassin homogène presque imperméable, donc de classe de perméabilité **RI** ou **P3**.

En définitive, le bassin versant du barrage de Tansablogo est de classe **R2 RI** ou **R2 P3**.

IV.1.2.2 Paramètres physiques et morphologiques du bassin versant

Les pentes transversales du bassin versant mesurées sont supérieures à vingt pour cent (20 %) de l'indice global de pente calculé (I_g). Ainsi, cet indice global de pente a été corrigé à partir de la moyenne des pentes transversales (I_t) du bassin versant.

Les paramètres physiques et morphologiques du bassin versant du barrage de Tansablogo sont résumés dans le tableau 6.

Tableau 6 : Paramètres physiques et morphologiques du bassin versant

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Indice de compacité de Graveluis	K_G	1,77	-
Longueur du rectangle équivalent	Leq	21,53	m
Densité de drainage	D_d	2,44	Km/Km ²
Dénivelée spécifique	D_s	25,77	m
Pente longitudinale moyenne	I	3,47	%
Altitude à 5%	$H_{5\%}$	311	m
Altitude à 95%	$H_{95\%}$	272,5	m
Indice global de pente	I_g	1,79	m/Km
Moyenne des pentes transversales	I_t	6,38	m/Km
Indice global de pente corrigé	I_{gcorr}	3,32	m/Km
Classe de relief	R2		-
Taille	Petit bassin versant		-
Classe de perméabilité	RI ou P3		-
Hydrographie	Dendritique		-

IV.1.3 Détermination du débit de crue décennale

❖ Méthode ORSTOM

Les paramètres de calcul et les résultats issus du calcul du débit décennal sont présentés dans le tableau 7. Les détails sont en [ANNEXE II.3 \(Page 73\)](#).

Tableau 7 : Débit de crue décennal (Q10) par la méthode d'ORSTOM

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Coefficient d'abattement	A	0,90	-
Pluie décennale	P10	86,10	mm
Coefficient de ruissellement	Kr10	18,52	%
Temps de base	Tb10	1 665,73	mn
Temps de montée	Tm10	549,69	mn
Coefficient de pointe	α 10	2,60	-
Coefficient majorateur	m	1,03	-
Débit de crue décennal	Q10	23,05	m ³ /s

❖ **Méthode CIEH**

Les résultats issus des régressions retenues sont présentés dans le tableau 8. Les détails sont en [ANNEXE II.3 \(Page 73\)](#).

Tableau 8 : Débit de crue décennal (Q10) par la méthode CIEH

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Pluie annuelle (mm)	Pan	758	mm
Pluie décennale P10 (mm)	P10	86,10	mm
Indice global de pente corrigé	Igcorr	3,32	m/Km
Coefficient de ruissellement	Kr10	18,52	%
Débit de crue décennal avec Equation 39	Q10 ₁	34,61	m ³ /s
Débit de crue décennal avec Equation 40	Q10 ₂	32,88	m ³ /s
Débit de crue décennal retenu	Q10	33,74	m ³ /s

IV.1.4 Détermination du débit de crue de projet

❖ **Débit de crue de projet**

Les résultats du calcul du débit de crue centennal ou de projet sont résumés dans le tableau 9. Les détails sont en [ANNEXE II.3 \(Page 73\)](#).

Tableau 9 : Débit de crue de projet (Q100) par la méthode de GRADEX

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Débit de projet décennal retenu	Q10	33,74	m ³ /s
Coefficient multiplicateur	C	2,97	-
Débit de crue de projet ou centennal	Q100	100,30	(m ³ /s)

La synthèse des résultats du calcul des débits de crue est présentée dans le tableau 10.

Tableau 10 : Synthèse du calcul des débits de crue

Méthode	CIEH			ORSTOM	GRADEX		
Débit (m ³ /s)	Q1	Q2	Q10	Q10	Q10	C	Q100
	34,61	32,88	33,74	23,05	33,74	2,97	100,30

❖ **Crue de rupture du barrage**

Les résultats du calcul de la crue de rupture du barrage sont mentionnés dans le tableau 11.

Tableau 11 : Débit de crue de rupture du barrage

Longueur du déversoir l (m)	Revanche totale a (m)	Longueur de la digue (m)	Longueur de digue sans déversoir L (m)	Débit de rupture (m ³ /s)
60	1,50	800	740	377

IV.1.5 Hydrogramme des crues

L'hydrogramme des crues du bassin versant est présenté à la figure 5. Les détails sont en [ANNEXE II.4 \(Page 74\)](#).

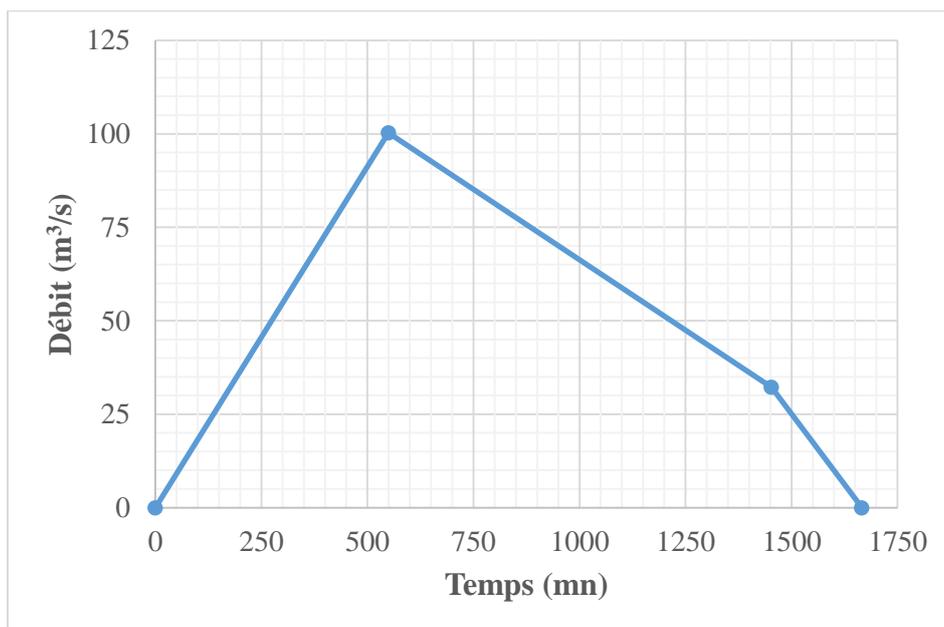


Figure 5 : Hydrogramme des crues

IV.1.6 Laminage des crues

Les résultats figurent dans le tableau 12. Les détails sont en [ANNEXE II.5 \(Page 74\)](#).

Tableau 12 : Résultats du laminage des crues

Longueur déversante L (m)	Surface du PEN S (m ²)	Coefficient de débit m	Temps de montée tm10 (s)	Débit de crue de projet Qcmax (m ³ /s)	Coefficient β (%)	Débit maximum évacué Qemax (m ³ /s)
60	752 200	0,34	32 981,39	100,30	85%	85,16

IV.2 Etude de la retenue

IV.2.1 Courbe hauteur-volume-surface

Les données des courbes hauteur-volume-surface de la cuvette du barrage de Tansablogo sont présentées en ANNEXE III.1 (Page 76). Ces courbes sont représentées sur les figures 6 et 7.

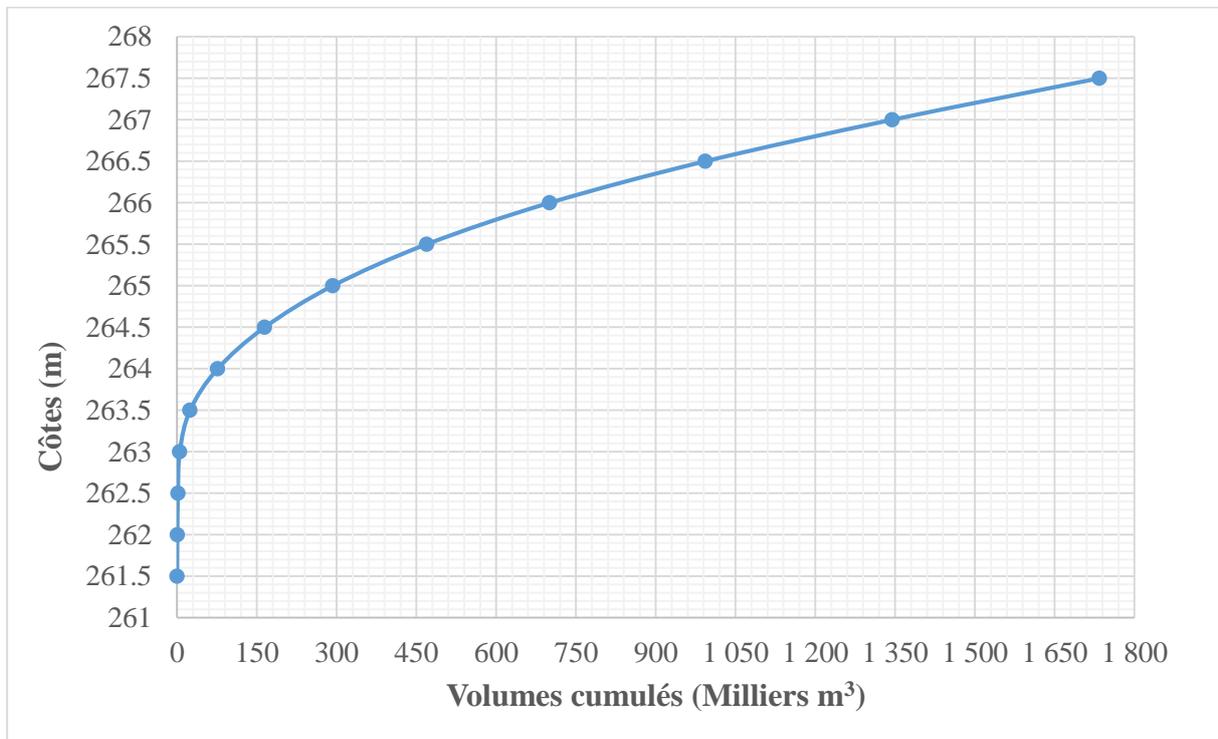


Figure 6 : Courbe hauteur-volume de la retenue

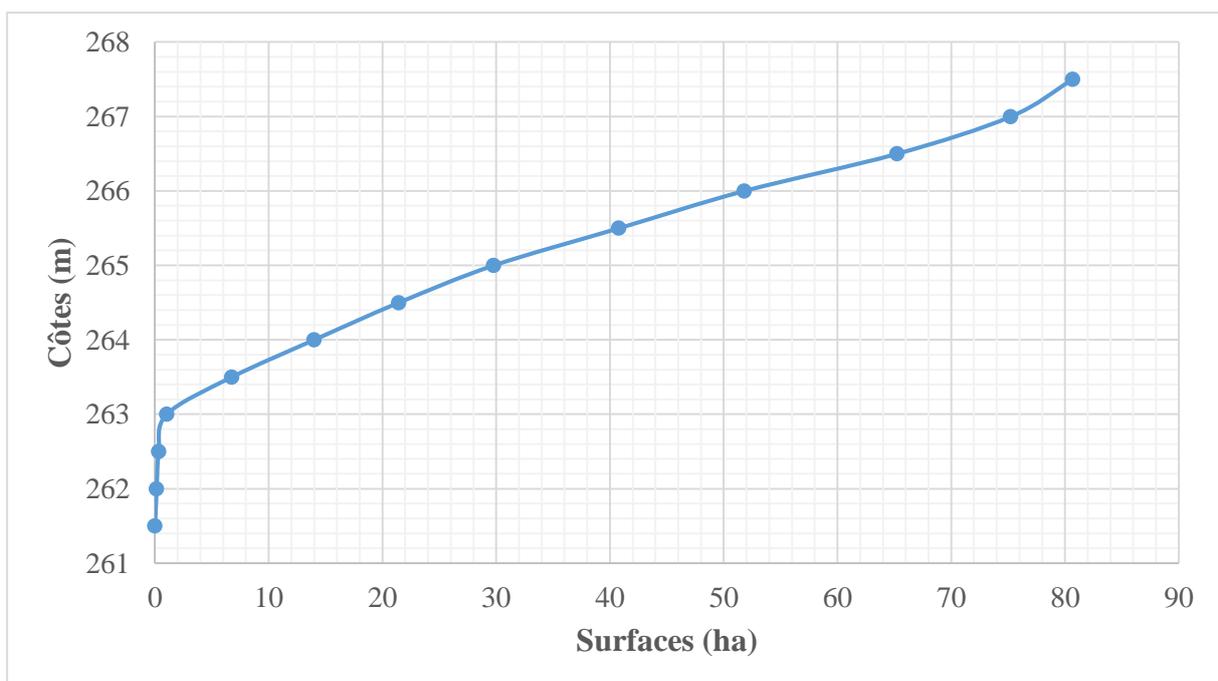


Figure 7 : Courbe hauteur-surface de la retenue

IV.2.2 Estimation des besoins des pertes et des apports liquides

Le barrage sera reconstruit afin de satisfaire aux besoins agricoles d'un périmètre, aux besoins pastoraux et aux besoins domestiques. Les détails des calculs sont en [ANNEXE III.2 \(Page 77\)](#).

IV.2.2.1 Besoins en eau agricoles

Les besoins en eau agricoles ont été calculés en considérant d'une part la plante la plus contraignante (tomate) et d'autre part une efficacité de réseau de type gravitaire de 60 %. Ils ont été estimés à **143 765 m³** pour satisfaire aux exigences d'une superficie aménagée de 10 ha.

Tableau 13 : Besoins en eau agricoles

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
Durée	30	31	31	29	31
Besoins nets (m³/ha)	968,4	1,343,10	2 074,89	2 164,73	2 074,77
Efficienc e du réseau	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Besoins brutes (m³/ha)	1 614	2 238,51	3 458,15	3 607,89	3 457,95
Besoins brutes (m³)	16 140	22 385,10	34 581,53	36 078,90	34 579,47
Besoins brutes totaux par campagne pour 10 ha (m³)					143 765

IV.2.2.2 Besoins en eau pastoraux

Les besoins pastoraux pour les huit (08) mois considérés ont été estimés à **15 616 m³/an**. Les résultats sont présentés dans le tableau 14.

Tableau 14 : Besoins en eau pastoraux

Espèce	Nombre	Consommation spécifique (l/tête/jour)	Consommation journalière (m ³ /jour)	Consommation annuelle (m ³ /an)
Unité de Bétail Tropicale (UBT)	1 600	40	64	15 616

IV.2.2.3 Besoins en eau domestiques

Les besoins en eau domestiques ont été déterminés dans le cadre de cette étude en considérant un quart de la population de Tansablogo à l'horizon du projet de trente (30) ans. Ils ont été estimés à **10 017,27 m³**. Les résultats sont présentés dans le tableau 15.

Tableau 15 : Besoins en eau domestiques

1/4 de la Population en 2049	Consommation spécifique (l/j/hbt)	Consommation journalière (l/j)	Consommation journalière (m ³ /j)	Consommation totale (m ³)
2 737	15	41 054	41,05	10 017,27

IV.2.2.4 Estimation des pertes

❖ Pertes par évaporation

Les pertes d'eau par évaporation ont été calculées pour la période sèche car son effet a été considéré négligeable pendant la saison pluvieuse, période des apports liquides. Elles ont été estimées à **1 533 mm** d'eau soit un volume total de **766 599 m³/an** ou **57,04 %** de la capacité de la retenue. Les détails des calculs sont présentés en [ANNEXE III.2 \(Page 77\)](#).

❖ Pertes par infiltration

Les pertes d'eau par infiltration ont été déterminées pour les mois de la saison sèche. En effet, l'impact de l'infiltration a été considéré moindre pendant la saison hivernale, période des apports liquides. Elles ont été estimées à **366 mm** d'eau soit un volume de **182 741 m³/an** ou **13,6 %** de la capacité de la retenue. Les détails des calculs sont en [ANNEXE III.2 \(Page 77\)](#).

❖ Dépôts solides

Les dépôts solides ont été estimés pour l'horizon du projet de trente (30) ans, à un volume total de **135 024,53 m³** soit **10,05 %** de la capacité de stockage de la retenue. Les détails des calculs sont présentés en [ANNEXE III.2 \(Page 77\)](#).

IV.2.2.5 Evaluation des apports liquides

Les apports liquides du bassin versant du barrage de Tansablogo ont été estimés en année moyenne à un volume de **4 110 255 m³** et à un volume de **1 645 729 m³** en année décennale sèche. Les détails des calculs sont présentés en [ANNEXE III.3 \(Page 79\)](#).

L'analyse des apports liquides atteste qu'ils sont toujours supérieurs à la capacité totale de la retenue. Ce constat a permis de confirmer le remplissage et le déversement du barrage.

IV.2.2.6 Calage du plan d'eau et capacité de la retenue

Le Plan d'Eau Normal (PEN) de la cuvette a été fixé à la côte **267 m**, soit une hauteur d'eau au Plan d'Eau Normal de **3,5 m** pour satisfaire aux besoins en eau totaux et aux différentes pertes. Ainsi, la capacité totale de la retenue a été estimée à **1 344 050 m³**. Les caractéristiques de la retenue sont présentées dans le tableau 16.

Tableau 16 : Capacité de la retenue et Plan d'Eau Normal

Désignation	Valeurs	Unités
Côte du Plan d'Eau Normal	267	m
Hauteur d'eau au Plan d'Eau Normal	3,5	m
Superficie au Plan d'Eau Normal	752 200	m ²
Capacité totale de la retenue	1 344 050	m ³

IV.2.3 Simulation de l'exploitation de la retenue

La figure 8 présente la courbe d'exploitation de la retenue du barrage de Tansablogo.

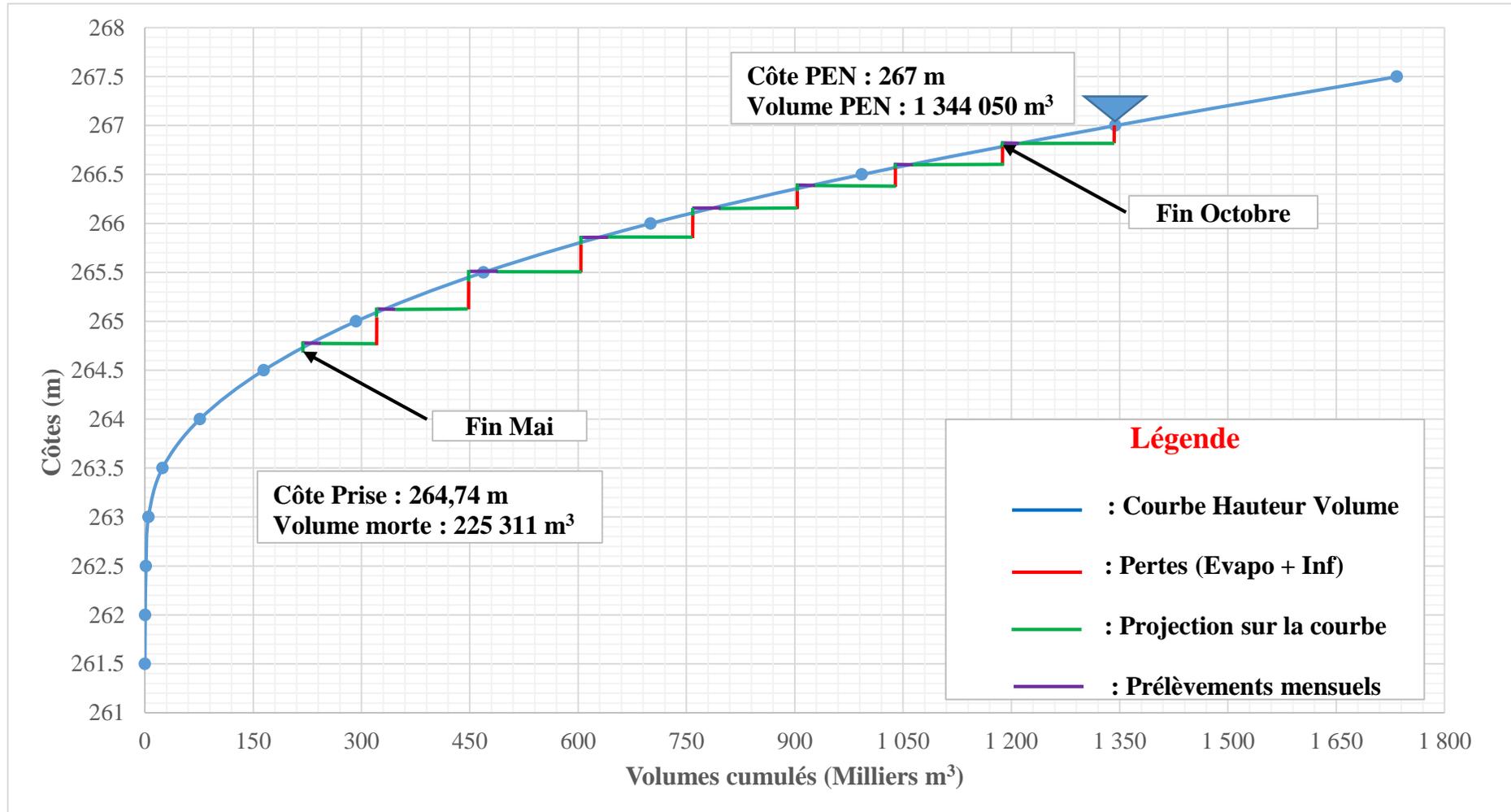


Figure 8: Courbe d'exploitation de la retenue

IV.3 Propositions de reconstruction

A l'issue des dégradations observées, il a été décidé de procéder à une reconstruction des ouvrages du barrage. Les travaux de reconstruction viseront à rendre fonctionnel tous les ouvrages dégradés et selon les règles de l'art, au profit de la population de Tansablogo.

IV.3.1 Digue

IV.3.1.1 Choix, calage et géométrie de la digue

Le choix du type de digue a tenu compte essentiellement des matériaux qui ont été identifiés dans les zones d'emprunt, de la facilité d'exécution et des moyens financiers. Ainsi, la digue du barrage sera homogène en terre compactée puisque l'étude géotechnique a révélé l'existence en quantité et qualité du matériau argileux sur le site. La digue sera calée à la côte **268,5 m** soit une hauteur de **5 m**. La largeur en crête de la digue retenue est de **4 m** afin de pouvoir permettre la circulation des engins pendant la réalisation et pour l'entretien de l'ouvrage. Cette crête sera recouverte d'un couronnement latéritique de **20 cm** d'épaisseur. La longueur de la digue sera de **800 m** avec une largeur de base de fondation de **24 m**. En outre, deux murets en maçonnerie de moellons de dimensions **50 x 50 cm²** seront mis en place dans le remblai de la digue aux bordures de la crête amont et aval.

IV.3.1.2 Revanche

La moyenne des valeurs de revanche obtenues par la formule de MOLITOR et GAILLARD et celle simplifiée a permis de retenir une revanche libre de **0,7 m**. En outre, nous avons retenu une charge au-dessus du seuil de **0,8 m**, soit une revanche totale de **1,5 m**.

IV.3.1.3 Pentés et protection des talus de la digue

Tenant compte de la hauteur maximale de la digue, des caractéristiques du matériau de remblai de la digue et de la vérification de la stabilité des talus, nous avons opté pour une pente des talus homogène en amont et en aval. Les pentes des talus seront de 2 m en horizontal pour 1 m en vertical (**1V/2H**). Les talus seront recouverts en amont par du perré maçonné épais de **50 cm** et en aval par des perrés secs. Les perrés sur les talus seront butés en pied de digue amont par un enrochement enterré dans un fossé triangulaire de largeur **1,50 m** et de profondeur **0,50 m**.

IV.3.1.4 Filtres et drains

Pour permettre le rabattement de la nappe phréatique dans la digue, garder une recharge aval hors d'eau et améliorer la stabilité de la digue, un drain horizontal de longueur **6 m** et d'épaisseur **5 cm** sera placé dans le profil du côté aval. Pour des raisons de sécurité, il a été prévu également de disposer d'un filtre vertical. Ce filtre vertical permettra de parer aux problèmes d'hétérogénéité du remblai et de développement de fissures qui peuvent être le siège d'une amorce d'érosion interne.

IV.3.1.5 Drainage superficiel

La digue sera drainée au pied aval par un drain de pied qui va récupérer les eaux du tapis filtrant et les eaux qui ruissellent sur le parement aval. Ce drain aura une section triangulaire de base **1,5 m** et de profondeur **0,5m**. En outre, la crête du barrage aura une pente de **3%** vers l'amont pour permettre l'évacuation des eaux de pluies dans la retenue.

Les caractéristiques de la digue sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 17 : Caractéristiques de la digue

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur de la digue	5	m
Côte de la digue	268,5	m
Revanche libre	0,7	m
Charge au-dessus du seuil	0,8	m
Revanche totale	1,5	m
Longueur de la digue	800	m
Largeur en crête de la digue	4	m
Largeur de base de fondation	24	m
Pente des talus amont et aval	1/2	V/H
Epaisseur des enrochements	50	cm
Longueur du drain	6	m
Epaisseur du drain	5	cm
Type de digue	Homogène en argile	

Les notes de calcul de la digue du barrage figurent en [ANNEXE IV.1 \(Page 81\)](#).

IV.3.2 Déversoir

IV.3.2.1 Choix du type et de l'emplacement

Pour permettre l'évacuation de la crue de projet, nous avons retenu un seul déversoir. Toutefois, le choix du type de déversoir et de son emplacement est fonction de l'hydrologie, de la topographie, de la résistance mécanique des fondations et du coût. L'examen des données disponibles, de l'existant, de la facilité de mise en œuvre et du facteur coût, nous a conduit à opter pour un déversoir poids de forme trapézoïdale en béton. Il aura une position centrale et situé en lieu et place de l'ancien déversoir afin de pouvoir toujours restituer le lit du cours d'eau.

IV.3.2.2 Vérification de la stabilité

Nous avons utilisé des parafouilles en amont et aval du déversoir qui ont permis de minimiser les pressions interstitielles afin que toutes les stabilités de l'ouvrage soient vérifiées. Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après :

Tableau 18 : Vérification de la stabilité du déversoir

Désignation	Valeurs	Unités
Stabilité au renversement		
Angle d'inclinaison vérifiant la stabilité au renversement	22,78	degré (°)
Stabilité au glissement		
Angle d'inclinaison vérifiant la stabilité au glissement	57	degré (°)
Angle d'inclinaison retenu du déversoir	60	degré (°)
Vérification à la non fissuration		
Excentricité	-0,57	m
B/6	$1,18 > -0,57 $	m
Vérification à la non rupture		
Contrainte maximale dans le déversoir	0,02	MPa
Contrainte limite du béton	$6 > 0,02$	MPa
Conclusion : La vérification de ces stabilités confirme la stabilité globale du déversoir.		

IV.3.2.3 Caractéristiques du déversoir

Le déversoir retenu est un déversoir poids de section trapézoïdale, d'une longueur de **60 m**, d'une hauteur maximale de **3,5 m** et d'une lame d'eau au-dessus du seuil de **0,8 m**. Ce déversoir sera ancré sur une profondeur de **2,5 m** conformément aux recommandations géotechniques. Les caractéristiques du déversoir proposé sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Caractéristiques du déversoir

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur du déversoir	3,5	m
Longueur du déversoir	60	m
Largeur de base de la fondation	7,1	m
Revanche libre	0,7	m
Charge au-dessus du seuil	0,8	m
Revanche totale	1,5	m
Côte du seuil du déversoir	267	m
Profondeur de la parafouille amont	1,5	m
Profondeur de la parafouille aval	1,5	m
Type de déversoir	Déversoir poids trapézoïdal	
Position du déversoir	Centrale	

Les détails des calculs du déversoir sont présentés en [ANNEXE IV.2 \(Page 84\)](#).

IV.3.3 Bassin de dissipation et chenal d'écoulement

Les caractéristiques du bassin de dissipation et du chenal d'écoulement sont résumées dans le tableau suivant. Les détails sont en [ANNEXE IV.3 \(Page 86\)](#).

Tableau 20 : Caractéristiques du bassin de dissipation et du chenal d'écoulement

Désignation	Valeurs	Unités
Bassin de dissipation		
Enfoncement du bassin	0,8	m
Débit unitaire évacuer	1,42	m ³ /s/ml
Tirant d'eau avant ressaut	0,15	m
Vitesse d'eau à l'entrée du bassin	9,48	m/s
Nombre de Froude	7,83	-
Type de bassin retenu	Bassin USBR de type II	
Longueur du bassin	3	m
Hauteur des blocs chicanes	0,3	m
Espacement entre les blocs chicanes	0,2	m
Hauteur du seuil terminal	0,2	m
Chenal d'écoulement		
Pente longitudinale du chenal	2	m/Km
Tirant d'eau normal du chenal	0,6	m
Largeur du chenal	60	m
Longueur du chenal	40	m
Type de chenal	Chenal en béton de section rectangulaire	

IV.3.4 Mur bajoyer

IV.3.4.1 Vérification de la stabilité

Les calculs du mur bajoyer ont été réalisés avec le logiciel CYPE Version 2014. Les résultats de la vérification des stabilités sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 21 : Vérification de la stabilité externe du mur bajoyer

Désignation	Valeurs	Unités
Stabilité au renversement		
Coefficient de sécurité au renversement	4,14 > 1,5	-
Stabilité au glissement		
Coefficient de sécurité au glissement	2,21 > 1,5	-
Stabilité au non soulèvement		
Excentricité	0,15	m
B/6	0,57 > 0,15	m
Stabilité au poinçonnement		
Contrainte de référence	0,09	MPa
Contrainte admissible du sol	0,15 > 0,09	MPa
Conclusion : La vérification de ces stabilités confirme la stabilité externe du mur bajoyer.		

Tableau 22 : Vérification de la stabilité interne du mur bajoyer

Désignation	Valeurs	Unités
Armatures du voile		
Vérification des aciers horizontaux du côté terre	6,79 > 5,5	cm ² /m
Vérification des aciers horizontaux du côté vue	6,79 > 4,13	cm ² /m
Vérification des aciers verticaux du côté vue	5,65 > 5,5	cm ² /m
Armatures de la semelle		
Vérification des aciers de répartition du patin	7,54 > 6,5	cm ² /m
Vérification des aciers de répartition du talon	7,54 > 6,5	cm ² /m
Conclusion : La vérification de ces stabilités confirme la stabilité interne du mur bajoyer.		

IV.3.4.2 Caractéristiques du mur bajoyer

Deux murs bajoyers seront réalisés respectivement en rive droite et gauche du déversoir avec les caractéristiques présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 23 : Caractéristiques géométriques du mur bajoyer

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur totale du remblai ou du mur	6,2	m
Profondeur d'ancrage de la fondation	1,2	m
Epaisseur en tête du mur	0,3	m
Epaisseur à la base du mur	0,55	m
Epaisseur de la semelle	0,65	m
Largeur de la semelle	3,45	m
Largeur du patin	1,2	m
Largeur du talon	1,7	m

Les notes de calcul du mur bajoyer sont détaillées en [ANNEXE IV.4 \(Page 90\)](#).

Les armatures d'un mur bajoyer sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 24 : Récapitulatif des armatures du mur bajoyer

COURONNEMENT			
Armature supérieure			2 HA14
VOILE			
Face Avant (Vue)		Face Arrière (Coté terre)	
Aciers Verticaux	Aciers Horizontaux	Aciers Verticaux	Aciers Horizontaux
HA12 esp = 20 cm	HA12 esp = 20 cm	HA12 esp = 20 cm	HA12 esp = 20 cm
FONDATION			
Face		Aciers Longitudinaux	Aciers Transversaux
Supérieure		HA12 esp = 20 cm	HA12 esp = 20 cm
Inférieure		HA12 esp = 20 cm	HA12 esp = 20 cm

Le plan de ferrailage du mur bajoyer est présenté en [ANNEXE VII \(Page 101\)](#).

IV.3.5 Ouvrage de prise et de vidange

Dans le cadre de la présente étude, nous avons retenu un ouvrage qui jouera une double fonction. En effet, il servira d'une part à l'irrigation du périmètre de 10 hectares à l'aval du barrage et d'autre part de permettre la vidange du barrage en cas de danger ou pour des opérations d'entretien. L'ouvrage de prise et de vidange sera placé en rive droite du barrage.

Le calage de la prise a été fait en tenant compte des terrains à dominer et de la nécessité d'avoir une charge suffisante pour assurer le débit d'équipement pour l'irrigation. Ainsi, la côte de la prise d'eau a été fixée à **264,74 m** (voir ANNEXE III.4 à la page 80). Cet ouvrage dont l'option vanne aval a été retenue pour des raisons essentiellement économiques est constitué :

- d'un bac admission amont à la côte **264,74 m** et protégé par une grille métallique ;
- d'une conduite en fonte **Ø 300 mm**, long de **30 m** avec une pente vers l'aval de 1%. Elle sera équipée d'une crépine de protection et enrobée par un béton épais de **20 cm**.
- d'un regard aval contenant un robinet vanne **Ø 300 mm** pour la régulation du débit.

La vidange a été également calée à la côte **264,74 m**. Elle est définie par son temps de vidange. Nous avons retenue également une conduite en fonte **Ø 300 mm** qui permettra d'assurer la vidange totale de la retenue en **18 jours** et la demi-capacité totale de la retenue en **8 jours**.

Les notes de calcul de l'ouvrage de prise et de vidange sont présentées en ANNEXE IV.5 (Page 92).

V. DISCUSSION ET ANALYSES

V.1 Potentialités physiques et naturelles

Le village de Tansablogo jouit d'une pluviométrie annuelle moyenne comprise entre 600 et 900 mm. Toutefois cette pluviométrie observe de mauvaises répartitions interannuelles préjudiciables à certaines campagnes agricoles compromettant ainsi, la stabilité de l'autosuffisance alimentaire des populations. Du point de vue hydrographique, le village est drainé par des cours d'eau et des affluents même s'ils sont temporaires. Sur le plan démographique, nous notons une extrême jeunesse de la population qui devra constituer un potentiel pour le développement socio-économique du village.

V.2 Atouts techniques et organisationnels

L'atout technique majeur de la reconstruction de ce barrage est l'introduction d'équipements aratoires modernes, d'intrants agricoles et de semences améliorées dans l'agriculture. Néanmoins, nous avons constaté une technicité assez faible des paysans. En revanche, avec l'appui des projets de développement, des Organisations Non Gouvernementales (ONG) et des services techniques, le village de Tansablogo devra connaître une restructuration plus opérationnelle sur le plan organisationnel. L'existence des groupements villageois dans le village constituera également un atout non négligeable en ce sens que les formations reçues par les exploitants agricoles seront mises à profit pour une meilleure valorisation de ce projet.

V.3 Rentabilité économique du projet

La rentabilité économique du projet pour le village et ses environnants ne fait aucun doute à l'égard du développement de la pêche par l'ensemencement de la retenue d'eau en poisson, de l'augmentation de la production maraîchère et du développement du secteur pastoral.

En somme, le barrage de Tansablogo devra constituer une aubaine pour l'émergence et le développement des activités socio-économiques menées par la population. La bonne gestion de cette infrastructure pourrait générer une pléthore de ressources financières au profit des collectivités locales. Cela permettra entre autres :

- l'amélioration de la production halieutique et maraîchère ;
- l'intensification de l'élevage dans la zone ;
- l'accroissement des capacités d'organisation, d'entraide, de solidarité et de production de la population du village.

Outre les facteurs susceptibles d'être des potentialités, nous notons tout de même des contraintes qui méritent d'être prise en compte. En effet, l'accès à Tansablogo se fait par un sentier en très mauvais état. Il est à craindre que si la production maraîchère augmente consécutivement à la reconstruction du barrage, ce facteur ne constitue une contrainte. En sus, ce mauvais état de la route pourrait rendre l'écoulement des produits vers les marchés habituels moins aisé d'une part et d'autre part décourager les grossistes de primeurs.

V.4 Mise en place d'un dispositif d'auscultation

Un dispositif d'auscultation constitué d'équipements sera placé sur le barrage de Tansablogo pour permettre le suivi du niveau d'eau dans la retenue et le comportement du barrage pendant son exploitation. Ces équipements d'auscultation devront permettre d'assurer une meilleure surveillance du barrage et de ses ouvrages annexes.

Dans le cadre de notre étude, nous avons proposé d'abord la mise en place d'un ensemble d'échelles limnimétriques constitué de quatre (04) éléments d'un mètre de hauteur chacun placé dans la cuvette du barrage pour un suivi de la variation du plan d'eau. Ensuite, une échelle limnimétrique sera installée sur le mur bajoyer, en rive droite du déversoir, pour permettre le suivi des déversements du barrage. Enfin, deux (02) bornes d'observations dont une en rive gauche et l'autre en rive droite pour permettre le suivi topographique.

V.5 Notice d'Impact Environnemental

Dans le cadre de la présente étude, une Notice d'Impact Environnemental (NIE) a été effectuée conformément à la législation Burkinabé relative à la réhabilitation d'un barrage dont la hauteur de la digue est inférieure à 10 m. Ainsi, elle a permis d'identifier et d'analyser les impacts significatifs du projet sur l'environnement pendant les phases de construction et d'exploitation (voir [ANNEXE VI à la page 95](#)). Elle a aussi permis de proposer un Plan de Gestion Environnemental et Social (PGES) qui sera mis en œuvre afin d'atténuer les impacts négatifs engendrés par ce projet.

V.5.1 Impacts sur l'environnement

❖ Impacts positifs sur l'environnement

Le projet, une fois réalisé, produira entre autres les impacts positifs suivants :

- le développement de la production maraîchère, piscicole et des activités pastorales ;
- l'amélioration du niveau de la nappe phréatique ;

- le renforcement des capacités des producteurs, des éleveurs et des pêcheurs ;
- l'amélioration des conditions de vie (qualité nutritionnelle) des populations ;
- le développement des activités génératrices de revenus (AGR) ;
- la création d'emplois pendant les travaux de reconstruction ;
- la fixation des jeunes dans leur terroir.

❖ **Impacts négatifs sur l'environnement**

Les impacts négatifs prévisibles se répercuteront sur le milieu humain et biophysique. Il s'agit entre autres de :

- la perte de la biodiversité (d'espèces végétales alimentaires et médicinales) ;
- la pollution de l'air ;
- le développement des vecteurs de certaines maladies et des maladies hydriques ;
- la perte d'espaces cultivables et de pâtures ;
- l'exacerbation des conflits liés à la gestion et à l'allocation des ressources en eau.

Des mesures d'atténuation et/ou de bonification ont, toutefois, été identifiées et analysées afin de minimiser ou de supprimer ces effets négatifs.

V.5.2 Mesures d'atténuation et/ou de bonification

Les mesures d'atténuation et/ou de bonification ci-après ont été suggérées :

- la réalisation de plantations, de remplacement de la végétation détruite ;
- le renforcement des capacités des producteurs ;
- la sensibilisation des populations sur le paludisme, les maladies hydriques et les maladies sexuellement transmissibles.

La mise en œuvre de toutes ces mesures d'atténuation et/ou de bonification fait partie intégrante de la Notice d'Impact Environnemental. Les activités qui seront menées dans ce cadre sont inscrites dans le Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES). Elles s'élèvent à un montant total de **quatre million, deux cent mille (4 200 000) F CFA**.

V.6 Devis quantitatif et estimatif des travaux

Le devis estimatif des travaux de reconstruction du barrage de Tansablogo a été proposé sur la base des prix unitaires des travaux similaires et récents réalisés dans la zone du projet. Ainsi, le coût total des travaux de reconstruction du barrage de Tansablogo s'élève à un montant total de **678 783 672 Francs CFA TTC**. Les détails sont présentés en [ANNEXE V \(Page 93\)](#).

VI. CONCLUSION

Le présent projet portant sur l'étude technique détaillée de la reconstruction du barrage de Tansablogo s'inscrit dans le cadre de notre stage de fin d'étude. Il entre dans le cadre global de la lutte pour la sécurité alimentaire, la réduction de la pauvreté et l'amélioration des conditions de vie des populations en milieu rural. Ce projet qui s'inscrit en parfaite ligne avec les objectifs du développement durable devra permettre à court terme le développement socio-économique de la commune de Koubri.

La reconstruction de ce barrage vise la satisfaction des besoins en eau des cultures maraichères en période sèche sur une superficie irriguée de 10 ha d'une part et d'autre part la satisfaction des besoins en eau pastorales et de certains besoins domestiques.

Dans le cadre de notre étude, les méthodologies et stratégies techniques utilisées ont permis d'une part d'évaluer la capacité totale de stockage de la retenue à **1 344 050 m³** pour satisfaire jusqu'à l'horizon du projet de trente (30) ans, aux besoins en eau de la population. D'autre part, cette étude a permis d'aboutir à des propositions techniques de reconstruction réalistes du barrage afin d'assurer sa pérennisation dans un contexte de changements climatiques.

Le coût de la reconstruction du barrage de Tansablogo s'élève à un montant total de six cent soixante-dix-huit million, sept cent quatre-vingt-trois mille six cent soixante-douze (**678 783 672) Francs CFA TTC**.

VII. RECOMMANDATIONS-PERSPECTIVES

Certes, des solutions de reconstruction du barrage ont été proposées, mais il appartient aux différents bénéficiaires du projet de s'impliquer pleinement dans sa gestion et son entretien courant. En sus, d'autres projets s'avèrent nécessaires pour la pérennisation de la retenue et permettre le développement socio-économique de la localité. Nous pouvons citer entre autres :

- l'opérationnalisation du comité de gestion du barrage ;
- l'opérationnalisation du Comité Local de l'Eau (CLE) « NARYIARE » ;
- le renforcement des capacités des exploitants sur les techniques de gestion et d'entretien courant des barrages ;
- la construction des pistes à bétail ;
- les études de réhabilitation du périmètre irrigué ;
- la délimitation et le respect de la bande de servitude du barrage ;
- l'élaboration des mesures d'accompagnement de la population.

VIII. BIBLIOGRAPHIE

- KEÏTA. (2009). *Cours d'irrigation par aspersion, Master 1, Institut 2IE, Edition 2009-2010.*
- AC3E. (2007). *Mémoire technique pour l'étude de la réhabilitation du barrage et du périmètre irrigué de Tansablogo, Province du Kadiogo, 71 pages.*
- AC3E. (2007). *Rapport d'étude géotechnique sur barrage de Tansablogo, 5 pages.*
- Commune Rurale de KOUBRI. (2015, Mai). *Plan Communal de Développement (PCD) 2015-2019 de KOUBRI, 90 pages.*
- DEGOUTTE. (1997). *Petits barrages : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi, 173 pages.*
- DRED/Centre. (2017). *Monographie de la province du Kadiogo, 14 pages.*
- DURAND. (1996). *Cours des petits barrages pour l'équipement rural en Afrique, 282 pages.*
- DURAND, ROYET, MERIAUX. (1998). *Manuel de Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, 415 pages.*
- FAO 54. (1996). *Crues et apports : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche, 244 pages.*
- KARAMBIRI. (1998). *Rapport d'étude de l'envasement des barrages au Burkina Faso : Etude de cas, 99 pages.*
- LENCASTRE. (1996). *Hydraulique générale, Editions Eyrolles Paris, 633 pages.*
- LO. (2016). *Cours de barrage 1, Licence 2 et 3, Institut 2IE, Edition 2016-2017.*
- MESSAN. (2018). *Cours de béton armé 3, Master 1, Institut 2IE, Edition 2018-2019.*
- RODIER. (1976). *Article sur l'évaluation de l'écoulement annuel dans les régions tropicales sèches d'Afrique occidentale, pages 269-306.*

IX. ANNEXES

ANNEXES	61
Annexe I : Données météorologiques	63
Annexe I.1 : Pluies mensuelles	63
Annexe I.2 : Pluies maximales journalières.....	64
Annexe I.3 : Evaporation Bac A	66
Annexe II : Etude hydrologique	67
Annexe II.1 : Analyse fréquentielle des pluies	67
Annexe II.2 : Etude du bassin versant	70
Annexe II.3 : Calcul du Débit de crue décennal et de projet	73
Annexe II.4 : Hydrogramme des crues	74
Annexe II.5 : Laminage des crues.....	74
Annexe III : Etude de la retenue	76
Annexe III.1 : Courbe hauteur-volume-surface	76
Annexe III.2 : Estimation des besoins et des pertes.....	77
Annexe III.3 : Evaluation des apports liquides	79
Annexe III.4 : Simulation de l'exploitation de la retenue.....	80
Annexe IV : Propositions de reconstruction.....	81
Annexe IV.1 : Digue	81
Annexe IV.2 : Déversoir	84
Annexe IV.3 : Bassin de dissipation et chenal d'écoulement.....	86

Annexe IV.4 : Mur bajoyer	90
Annexe IV.5 : Ouvrage de prise et de vidange	92
Annexe V : Devis quantitatif et estimatif des travaux	93
Annexe VI : Notice d'Impact Environnemental	95
Annexe VII : Pièces graphiques.....	101

Annexe I : Données météorologiques

Annexe I.1 : Pluies mensuelles

Tableau 25 : Pluies mensuelles de 1973 à 2017 (Station de Ouagadougou)

STATION DE OUAGADOUGOU (AEROPORT)													
PLUIES MENSUELLES 1973 à 2017 (44 ans)													
Année	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Total
1973	0	12.8	0	79.5	52.5	76.1	224	179.6	90.9	10.5	0	0	725.9
1974	0	0	0.8	0.1	74.6	89.6	166.3	360.5	198.5	33.7	0	0	924.1
1975	0	0	0	2.7	19.3	129.6	292.4	223.6	71.7	16.3	0	0	755.6
1976	3.2	0	19.8	4.5	111.6	163.1	202	254.6	223.4	124	0	0	1 106.2
1977	0	0	4.9	0.5	68.6	66.5	0	310.7	83.0	34.7	0	0	568.9
1978	0	0	3.1	96.2	75.0	90.3	137.7	186.9	152.0	23.0	0	0	764.2
1979	0	0	6.3	9.3	50.9	86.0	196.0	157.8	171.6	27.1	25.8	0	730.8
1980	0	0	0	7.1	42.5	111.0	130.7	322.7	63.1	19.6	0	0	696.7
1981	0	0	0	20.5	79.7	82.0	262.1	193.4	139.5	0	0	0	777.2
1982	0	0.1	29.1	69.5	104.1	127.9	99.6	155.9	63.9	45.0	0	0	695.1
1983	0	0	0.2	1.9	63.8	124.6	230.5	208.8	101.1	4.7	0	0	735.6
1984	0	0	28.8	20.0	57.7	69.7	135.0	137.6	96.7	14.3	0.9	0	560.7
1985	0	0	0	2.8	68.1	86.2	144.6	164.3	151.5	2.4	0	0	619.9
1986	0	0	9.0	11.7	12.8	155.8	120.9	193.1	165.6	41.1	0.8	0	710.8
1987	0	0	13.3	0.0	67.0	163.8	148.3	221.9	131.2	39.0	0	0	784.5
1988	0	0	0	79.9	68.8	65.6	161.9	263.8	88.7	6.2	0	0	734.9
1989	0	0	5.5	0.0	35.7	55.3	233.5	305.3	112.4	48.4	0	1.7	797.8
1990	0	0	0	15.3	112.3	81.9	162.2	196.6	103.8	3.8	0	0	675.9
1991	0	0	0.4	65.8	235.3	95.1	158.1	248.7	47.9	49.4	0	0	900.7
1992	0	0	0	51.9	12.9	79.4	246.7	244.7	51.0	4.9	7.2	0	698.7
1993	0	0	9.4	25.7	8.4	128.8	226.2	195.8	97.8	58.5	0	0	750.6
1994	0	0	1.7	1.0	14.2	108.4	130.5	296.3	110.8	64.9	0	0	727.8
1995	0	0	0	9.6	50.3	114.3	118.3	258.2	136.0	13.1	0.4	0	700.2
1996	0	0	0	22.6	45.8	40.1	129.1	193.0	223.9	22.9	0	0	677.4
1997	0	0	49.2	58.0	51.6	66.4	111.3	154.9	48.0	48.1	0	0	587.5
1998	0	0	0	15.0	65.9	26.7	105.2	208.0	195.3	52.2	0	0	668.3
1999	0	0	0.7	17	53.9	74.7	240.7	235.7	168.6	8.9	0	0	800.2
2000	0	0	0	16.4	78.7	138.6	152.6	117.7	24.3	65.8	0	0	594.1
2001	0	0	0	0.0	70.9	26.3	183.9	208.4	114.5	14.7	0	0	618.7
2002	0	0	0	7.0	39.8	38.2	169.7	179.3	182.8	39.4	0	0	656.2
2003	0	2.4	21.9	23.9	69.1	163.8	181.8	170.3	161.3	53.2	0	0	847.7
2004	0	0	0	54.4	42.5	27.9	245.6	194.4	181.1	16.3	9.8	0	772.0

2005	0	0	0.5	29.1	50.2	88.0	250.6	282.0	123.2	21.9	0	0	845.5
2006	0	0	0	5.7	13.3	66.4	168.0	212.4	117.4	32.3	0	0	615.5
2007	0	0	0	85.7	42.7	33.2	114.3	299.2	137.7	0.3	0.1	0	713.2
2008	0	0	4.4	0.0	60.9	90.0	247.0	205.8	131.3	28.0	0	0	767.4
2009	0	0	0	13.0	41.6	140.4	168.3	197.6	303.3	32.3	0	0	896.5
2010	0	0	0	50.9	67.6	114.1	235.1	249.4	85.3	47.2	0	0	849.6
2011	0	0	0.8	25.3	33.9	120.9	223.8	181.0	88.1	15.7	0	0	689.5
2012	0	0	0	13.7	73.8	67.9	368.0	239.7	234.8	4.8	0	0.3	1 003.0
2013	0	0	10.1	36.4	73.0	38.3	182.0	268.6	165.0	21.9	0	0	795.3
2014	3.4	0	0	17.9	79.1	95.4	177.2	222.7	212.7	35.5	0	0	843.9
2015	0	0.1	8.5	0.0	29.4	108.9	257.5	309.2	158.2	26.8	0	0	898.6
2016	0	0	12.5	30.7	47.6	68.7	290.9	372.7	147.2	3.8	0	0	974.1
2017	0	0	0	13.3	216.8	110.1	120.7	307.6	101.9	3.7	0	0	874.1

Source : Direction de la météorologie

Annexe I.2 : Pluies maximales journalières

Tableau 26 : Pluies maximales journalières de 1973 à 2017 (Station de Ouagadougou)

STATION DE OUAGADOUGOU (AEROPORT)													
PLUIES MAXIMALES JOURNALIERES EN 24 HEURES 1952 à 2017 (44 ans)													
Année	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Max
1973	0	12.8	**	57.5	12.7	37.9	59	33.4	49.2	8	**	**	59.0
1974	**	**	0.5	0.1	30.6	29.8	31.8	60.5	46	12.8	**	**	60.5
1975	**	**	**	2.4	6.5	44.8	54.8	65.6	23.7	9.6	**	**	65.6
1976	3.2	**	19.8	3.4	48.6	55.3	29.8	75.8	46.9	76.7	**	**	76.7
1977	**	**	**	0.3	51.5	18.9	32.1	89.3	34.1	17.7	**	**	89.3
1978	**	**	2.4	67.5	32.9	29	47.3	40.5	35	10.8	**	**	67.5
1979	0	0	3.5	7	16.7	17	46.5	25.7	29.5	20.6	25.5	0	46.5
1980	**	Tr	**	13.0	17.9	27.9	37.9	45.7	19.0	10.7	**	Tr	45.7
1981	**	**	Tr	22.9	20.8	28.6	61.5	51.9	31.5	1.1	**	**	61.5
1982	0.1	14.2	37.1	34.1	34.7	18.2	28.6	36.0	18.9	25.2	**	Tr	37.1
1983	**	**	Tr	0.5	18.6	39.7	63.3	28.5	34.4	8.1	**	**	63.3
1984	**	**	16.9	13.1	17.2	15.1	42.8	32.0	32.5	9.7	1.1	**	42.8
1985	Tr	**	**	3.1	36.4	20.7	36.9	22.9	50.4	**	**	**	50.4
1986	**	**	4.1	5.2	30.6	32.2	35.5	47.2	33.0	36.3	**	**	47.2
1987	**	**	12.4	**	24.2	75.6	40.3	53.0	44.9	10.0	**	**	75.6
1988	**	**	**	37.3	31.5	18.2	64.2	56.8	26.8	5.9	Tr	**	64.2
1989	**	**	4.2	**	11.6	13.5	74.9	37.3	27.6	20.9	**	1.7	74.9
1990	**	**	**	8.2	55.0	25.7	36.3	47.9	**	2.1	Tr	**	55.0
1991	**	**	0.4	29.5	105.2	33.4	45.8	35.8	19.4	16.2	**	**	105.2

Etude technique détaillée de la reconstruction du barrage de Tansablogo

1992	Tr	**	Tr	32.8	6.1	23.0	53.9	51.9	18.4	3.1	4.8	**	53.9
1993	**	Tr	9.4	21.4	4.5	41.4	54.0	47.7	27.4	44.6	**	**	54.0
1994	**	**	1.5	0.7	3.5	38.4	31.6	58.2	32.3	15.5	**	**	58.2
1995	**	Tr	Tr	6.4	13.5	28.3	27.3	73.1	33.6	5.5	0.4	**	73.1
1996	**	**	Tr	11.2	21.4	15.4	35.6	37.1	70.3	15.3	**	**	70.3
1997	**	**	45.2	25.6	12.6	19.7	31.9	35.3	19.2	19.3	**	**	45.2
1998	**	**	**	7.8	14.7	7.7	28.5	72.4	40.7	24.9	**	**	72.4
1999	0	0	0.7	9.3	18.8	28.3	66.0	33.1	25.7	5.6	0	0	66.0
2000	0	0	0	15.9	18.7	58.6	36.5	37.1	8.2	27.9	0	0	58.6
2001	0	0	0	0.0	19.9	8.2	44.6	49.8	27.7	9.2	0	0	49.8
2002	0	0	0	5.2	19.1	21.6	39.2	58.1	38.2	28.3	0	0	58.1
2003	0	2.4	2.0	16.2	39.6	62.1	38.4	26.6	58.9	38.3	0	0	62.1
2004	0	0	0	34.6	22.4	10.3	55.1	35.2	42.2	8.7	9.8	0	55.1
2005	0	0	0.5	13.5	23.3	37.5	75.7	50.1	28.4	18.9	0	0	75.7
2006	0	0	0	5.7	9.1	36.3	51.5	33.3	20.9	27.9	0	0	51.5
2007	0	0	0	30.2	36	27.5	30.8	116.7	60.5	0.3	0.1	0	116.7
2008	0	0	4.3	0	34.9	25.6	57.0	40.5	58.4	18.1	0	0	58.4
2009	0	0	0	8.4	16.1	56.2	20.0	35.1	261.3	19.5	0	0	261.3
2010	0	0	0	40.3	40.3	44.8	70.4	48.5	35.2	18.7	0	0	70.4
2011	0	0	0.8	24.6	8.8	42.3	43.8	36.3	24.5	11.8	0	0	43.8
2012	0	0	0	6.7	26.4	18.3	67.8	59.9	61.6	4.8	0	0.3	67.8
2013	0	0	9.7	21.9	59.3	20.9	37.8	62.4	67.3	21.4	0	0	67.3
2014	3.3	0	0	10	35.2	30.3	27.3	57.2	36.2	26.8	0	0	57.2
2015	0	0.1	7.6	0	19.0	67.0	40.6	42.8	42.4	11.4	0	0	67.0
2016	0	0	10.0	15.8	19.6	18.2	94.5	87.7	35.3	3.2	0	0	94.5
2017	0	0	0	10.5	96.6	35.4	46.0	49.6	47.5	3.3	0	0	96.6

Source : Direction de la météorologie

Annexe I.3 : Evaporation Bac A

Tableau 27 : Evaporation Bac A de 1980 à 2009 (Station de Ouagadougou)

STATION DE OUAGADOUGOU (AEROPORT)													
EVAPORATION, BAC A (mm)													
Année	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juill.	Août	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	TOTAL
1980	*	303.0	378.0	*	*	234.0	219.0	*	203.0	*	*	244.0	1581.0
1981	262.0	306.0	336.0	319.0	285.0	277.0	186.0	173.0	179.0	232.0	253.0	238.0	3046.0
1982	253.0	249.0	296.0	301.0	273.0	223.0	206.0	156.0	191.0	209.0	236.0	233.0	2826.0
1983	280.0	281.0	347.0	339.0	315.0	231.0	*	*	*	247.0	245.0	228.0	2513.0
1984	238.0	271.0	308.0	324.0	303.0	246.0	233.0	211.0	177.0	204.0	226.0	230.0	2971.0
1985	262.0	284.0	324.0	334.0	332.0	297.0	211.0	197.0	178.0	228.0	241.0	260.0	3148.0
1986	249.0	264.0	319.0	353.0	310.0	273.0	181.0	168.0	163.0	227.0	209.0	241.0	2957.0
1987	236.0	262.0	312.0	357.0	366.0	*	226.0	176.0	*	202.0	231.0	237.0	2605.0
1988	231.0	275.0	350.0	287.0	309.0	223.0	168.0	161.0	162.0	227.0	216.0	232.0	2841.0
1989	263.0	268.0	294.0	332.0	355.0	275.0	199.0	160.0	180.0	189.0	241.0	227.0	2983.0
1990	234.0	273.0	372.0	315.0	319.0	232.0	192.0	*	186.0	244.0	242.0	236.0	2845.0
1991	271.0	255.0	323.0	307.0	225.0	212.0	188.0	162.0	196.0	220.0	226.0	239.0	2824.0
1992	247.0	302.0	333.0	348.0	299.0	254.0	225.0	174.0	184.0	228.0	226.0	250.0	3070.0
1993	268.0	282.0	365.0	351.0	377.0	265.0	211.0	183.0	168.0	225.0	207.0	241.0	3143.0
1994	252.0	245.0	296.0	316.0	286.0	*	191.0	144.0	158.0	163.0	207.0	243.0	2501.0
1995	251.0	283.0	356.0	316.0	*	*	*	*	*	218.0	245.0	251.0	1920.0
1996	272.0	280.0	355.0	307.0	328.0	249.0	232.0	*	*	*	*	*	2023.0
1997	263.6	277.8	338.1	282.1	299.2	241.1	232.8	177.3	181.7	241.9	248.0	252.7	3036.3
1998	255.6	296.7	370.5	352.7	300.2	261.8	212.8	164.5	175.2	227.1	254.0	243.1	3114.2
1999	259.5	253.2	367.0	361.9	332.6	315.8	210.0	152.5	147.3	217.2	242.9		2859.9
2000	276.0	324.6	386.2	358.8	320.5	265.0	188.7	173.9	198.4	228.2	255.0	261.3	3236.6
2001	277.5	315.8	367.2	369.1	328.0	249.9	221.2	174.6	176.9	241.3	258.3	284.0	3263.8
2002	315.0	295.7	356.7	337.6	333.3	273.3	231.5	184.5	197.6	211.8	256.4	285.9	3279.3
2003	279.0	278.1	356.5	331.4	324.2	202.4	197.9	155.5	153.9	197.3	224.4	248.6	2949.2
2004	256.9	295.7	346.6	309.3	301.9	262.6	197.0	170.7	173.1	225.0	253.3	259.4	3051.5
2005	286.5	316.5	348.0	313.6	312.2	241.9	202.1	169.8	158.6	215.1	234.3	264.6	3063.2
2006	259.5	276.6	361.1	337.9	309.7	269.0	224.2	152.0	168.1	198.3	265.7	251.3	3073.4
2007	279.3	274.2	347.4	294.0	295.3	268.9	191.0	133.7	134.9	234.5	226.2	246.3	379.4
2008	247.5	285.9	337.7	342.1	290.6	233.8	182.9	161.0	141.6	213.7	223.8	252.7	2913.3
2009	246.9	265.9	339.2	322.3	310.2	262.7	210.1	166.3	165.4	221.1	222.7	240.2	2973.0
MOY	261.1	281.3	342.9	328.2	312.1	253.3	206.1	168.1	173.0	219.1	236.3	247.1	2764.0

Source : Direction de la météorologie

Annexe II : Etude hydrologique

Annexe II.1 : Analyse fréquentielle des pluies

L'analyse fréquentielle des pluies a été faite sur deux échantillons de données pluviométriques recueillies à la station synoptique de Ouagadougou. Il s'agit :

- d'une série des pluies moyennes annuelles de 1973 à 2017 (44 valeurs), ajustée à la loi de GAUSS ou Normale ;
- d'une série des pluies maximales journalières de 1973 à 2017 (44 valeurs), ajustée à la loi de GUMBEL.

La détermination des quantiles caractéristiques a été fait à l'aide du logiciel HyfranPlus, avec un niveau de confiance de 95%.

1. Ajustement des pluies annuelles

Les résultats de l'ajustement des pluies annuelles sont présentés sur la figure 9.

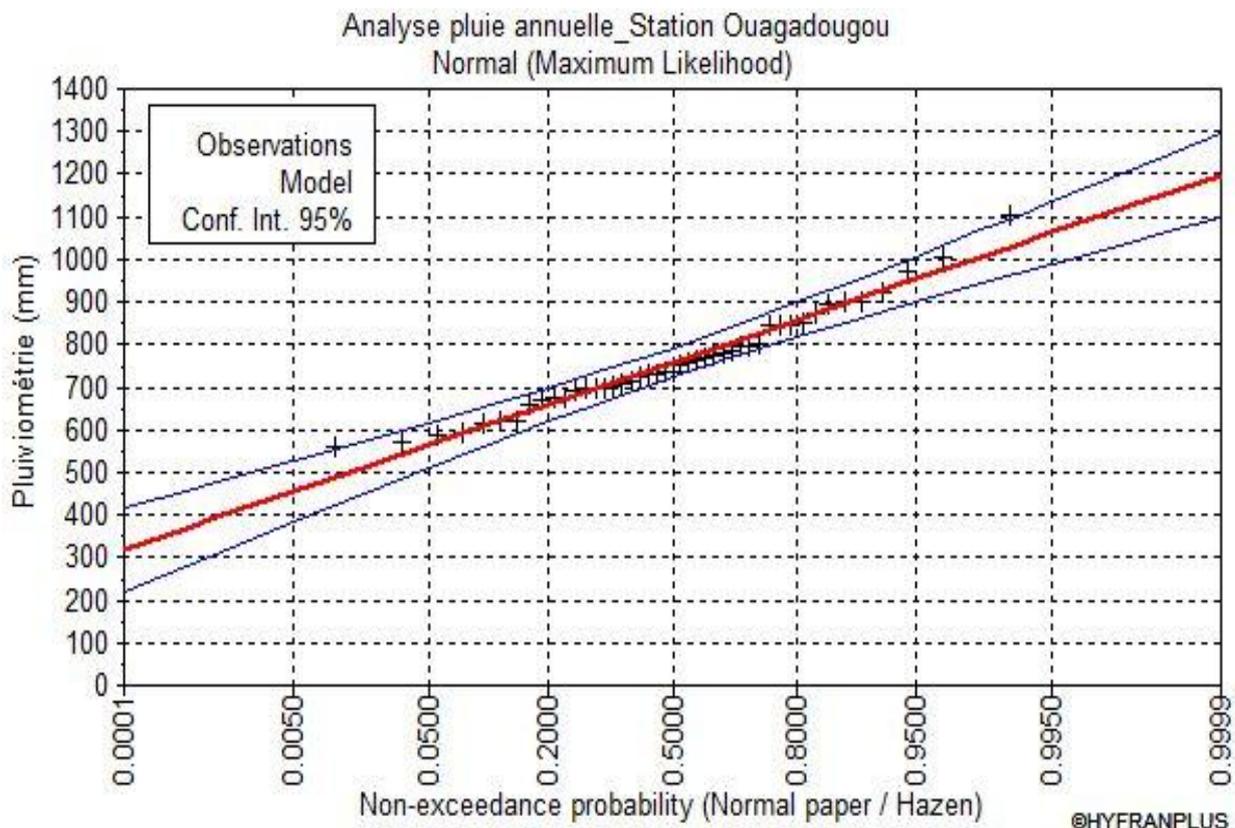


Figure 9 : Ajustement à la loi de GAUSS (Normale) des pluies annuelles

Les ajustements ont permis de déterminer les valeurs de pluviométries annuelles pour différentes fréquences de dépassement qui sont présentées dans le tableau ci-après :

Période de retour (an)	Fréquence au non dépassement	Pluie calculée (mm)	Ecart type	Intervalle de confiance
10000	0,9999	1200	50	1100 - 1300
2000	0,9995	1150	45	1060 - 1240
1000	0,999	1120	42,7	1040 - 1210
200	0,995	1060	36,9	990 - 1140
100	0,99	1030	34,2	966 - 1100
50	0,98	1000	31,3	940 - 1060
20	0,95	953	27,2	900 - 1010
10	0,9	910	23,9	863 - 957
5	0,8	858	20,6	818 - 898
3	0,6667	809	18,4	773 - 845
2	0,5	758	17,6	724 - 793
1,4286	0,3	697	18,8	660 - 733
1,25	0,2	659	20,6	619 - 699
1,1111	0,1	607	23,9	560 - 654
1,0526	0,05	564	27,2	511 - 617
1,0204	0,02	516	31,3	454 - 577
1,0101	0,01	484	34,2	417 - 551
1,005	0,005	454	36,9	382 - 526
1,001	0,001	393	42,7	310 - 477
1,0005	0,0005	370	45	281 - 458
1,0001	0,0001	319	50	221 - 417

2. Ajustements des pluies maximales journalières

Les ajustements des pluies maximales journalières sont présentés sur la figure 10.

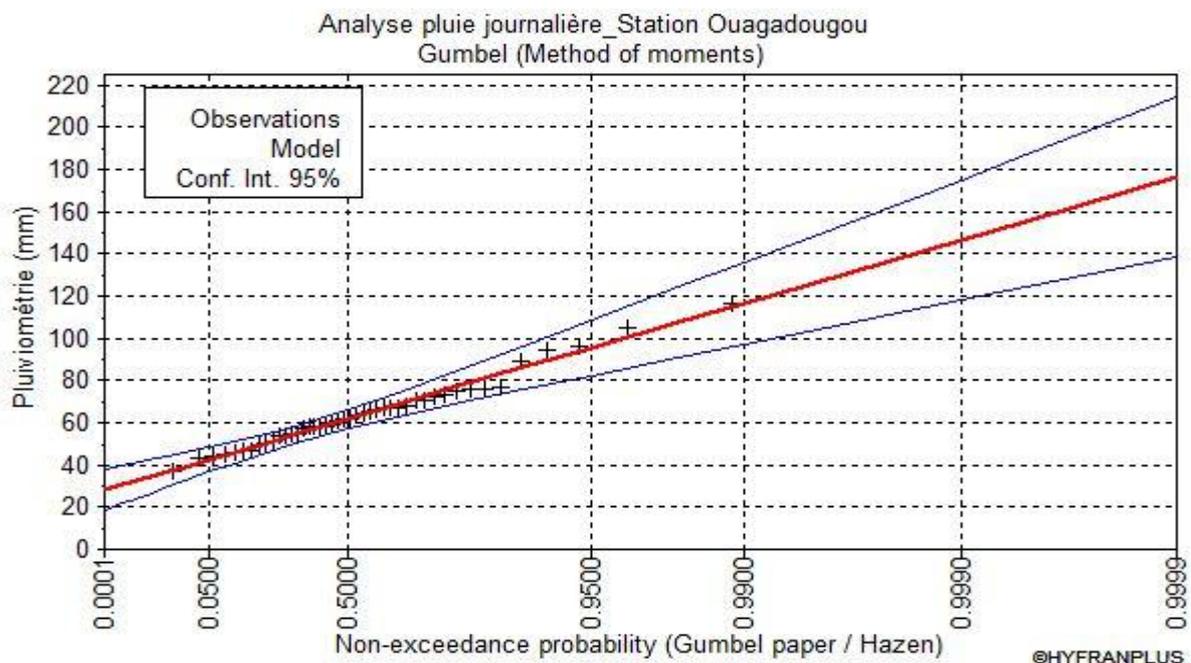


Figure 10 : Ajustement à la loi de GUMBEL des pluies maximales journalières

Les ajustements ont permis de déterminer les valeurs de pluviométries maximales journalières pour différentes fréquences de dépassement qui sont présentées dans le tableau ci-après :

Période de retour (an)	Fréquence au non dépassement	Pluie calculé (mm)	Ecart type	Intervalle
10000	0,9999	176	19,2	139 - 214
2000	0,9995	156	15,9	124 - 187
1000	0,999	147	14,5	118 - 175
200	0,995	126	11,3	104 - 148
100	0,99	117	9,85	97,3 - 136
50	0,98	108	8,46	90,9 - 124
20	0,95	95,4	6,62	82,4 - 108
10	0,9	86,1	5,24	75,8 - 96,4
5	0,8	76,3	3,88	68,7 - 83,9
3	0,6667	68,6	2,93	62,8 - 74,3
2	0,5	61,6	2,3	57,1 - 66,1
1,4286	0,3	54,5	2,12	50,3 - 58,6
1,25	0,2	50,7	2,25	46,3 - 55,1
1,1111	0,1	46	2,61	40,9 - 51,1
1,0526	0,05	42,6	2,96	36,8 - 48,4
1,0204	0,02	39,1	3,36	32,6 - 45,7
1,0101	0,01	37	3,63	29,9 - 44,1
1,005	0,005	35,2	3,87	27,6 - 42,8
1,001	0,001	31,8	4,34	23,3 - 40,3
1,0005	0,0005	30,5	4,51	21,7 - 39,4
1,0001	0,0001	28	4,86	18,5 - 37,6

Annexe II.2 : Etude du bassin versant

1. Caractéristiques physiques et morphologiques du bassin versant

Les notes de calcul du calcul des caractéristiques du bassin versant sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 28 : Notes de calcul des caractéristiques du bassin versant

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Superficie du bassin versant	S	60,25	Km ²
Périmètre du bassin versant	P	48,65	Km
Altitude maximale	Z _{max}	327	m
Altitude minimale	Z _{min}	257	m
Pente longitudinale moyenne	I	3,47	%
Longueur du plus long cours d'eau	L _t	16,43	Km
Longueur totale du réseau hydrographique	∑L _t	146,77	Km
Coefficient d'abattement	A	0,9	-
Indice de compacité de Graveluis	K _G	1,77	-
Longueur du rectangle équivalent	Leq	21,53	m
Densité de drainage	D _d	2,44	Km/Km ²
Dénivelée spécifique	D _s	25,77	m
Altitude à 5%	H _{5%}	311	m
Altitude à 95%	H _{95%}	272,5	m
Indice global de pente	I _g	1,79	m/Km
Moyenne des pentes transversales	I _t	6,38	m/Km
Indice global de pente corrigé	I _{gcorr}	3,32	m/Km
Classe de relief	R2		-
Taille	Petit bassin versant		-
Classe de perméabilité	RI ou P3		-
Hydrographie	Dendritique		-

Les données de la courbe hypsométrique sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 29 : Données de la courbe hypsométrique du bassin versant

Altitudes (m)	Surfaces cumulées (Km ²)	Pourcentage des surfaces cumulées (%)
257	60,25	100
262	60,09	99,73
267	59,64	98,99
272	57,68	95,73
277	52,78	87,60
282	43,94	72,93
287	34,14	56,67
292	25,54	42,39
297	17,77	29,49
302	11,31	18,77
307	6,00	9,95
312	2,57	4,26
317	0,60	0,99
322	0,04	0,07
327	0	0

2. Courbe hypsométrique du bassin versant

La courbe hypsométrique est la répartition de la surface du bassin versant en fonction de l'altitude. Elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin versant. La figure 11 présente la courbe hypsométrique du bassin versant du barrage.

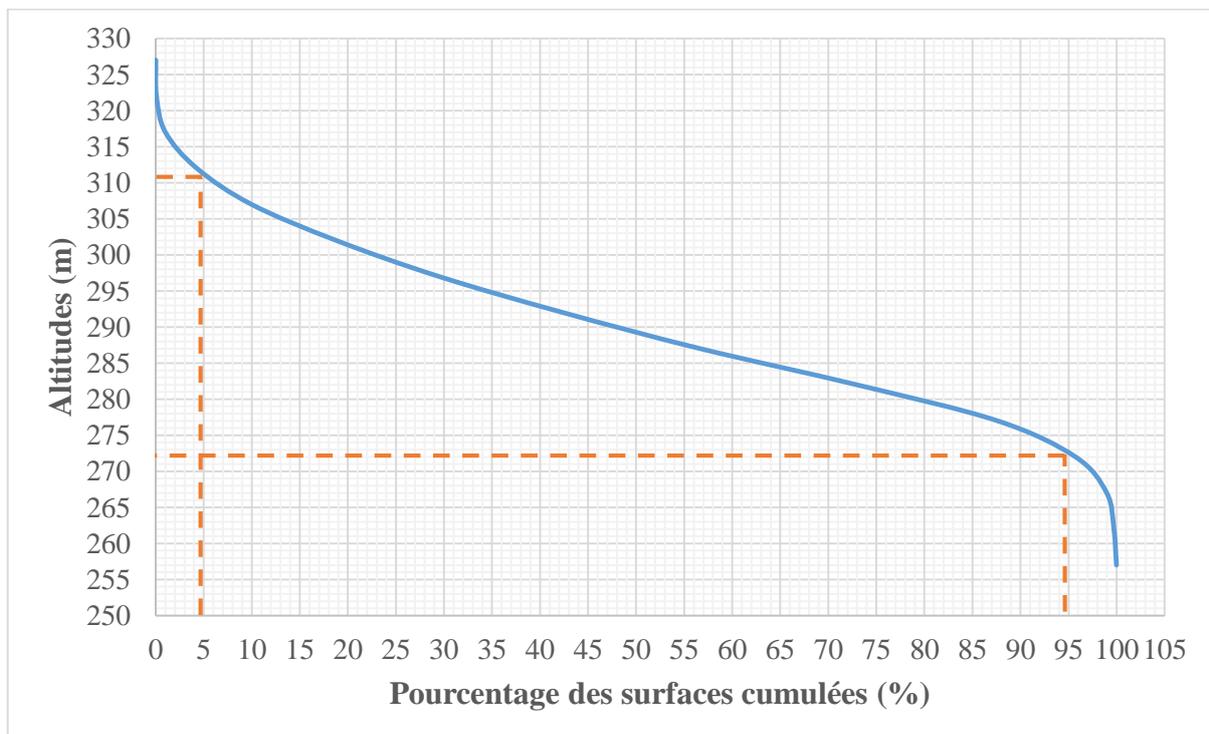


Figure 11 : Courbe hypsométrique du bassin versant

3. Caractéristiques hydrologiques du bassin versant

❖ Coefficient de ruissellement et temps de base

Les coefficients de ruissellement (Kr_{70} et Kr_{100}) ont été déterminés pour $I_g = 3$ et 7 m /Km en fonction des paramètres a, b et c retenus pour un bassin versant de classe de perméabilité RI situé en zone tropicale sèche. Ils ont été calculés par l'équation ci-dessous :

$$Kr_{70} \text{ ou } Kr_{100} = \frac{a}{S + b} + c$$

Les valeurs des paramètres de l'équation sont données dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Paramètres de calcul du coefficient de ruissellement du bassin versant

I _g	Kr70			Kr100		
	a	b	c	a	b	c
3	150	20	15	200	30	17
7	200	20	18.5	240	30	22

Le temps de base en zone tropicale sèche a été déterminé pour les indices global de pente 3 et 7 m/Km par les expressions suivantes :

- Pour $I_g = 3$ m/Km ; $Tb_{10} = 325 \times S^{0,36} + 315$
- Pour $I_g = 7$ m/Km ; $Tb_{10} = 163 \times S^{0,36} + 142$

Le coefficient de ruissellement décennal et le temps de base pour l'indice globale de pente corrigé de 3,32 m/Km ont été déterminés par interpolation entre les différentes valeurs obtenues pour $I_g = 3$ et 7 m/Km. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 31 : Coefficients de ruissellement du bassin versant

I _g	Kr70 (%)	Kr100 (%)	Kr10 (%)	Tb10 (mn)
3	16,87	19,22	18,13	1736,24
7	20,99	24,66	22,96	854,81
3,32	17,20	19,65	18,52	1665,73

❖ Temps de montée

En zone tropical sèche le temps de monté est $Tm_{10} = 0,33.Tb_{10}$. Ainsi, le temps de montée décennal a été estimé à **549,69 mn** ou **32 981,39 s**.

Annexe II.3 : Calcul du Débit de crue décennal et de projet

Les notes de calcul des débits de crue décennaux et de projet figurent dans le tableau suivant :

Tableau 32 : Notes de calcul du débit de crue décennal et de projet

Désignation	Symboles	Valeurs	Unités
Méthode d'ORSTOM			
Coefficient d'abattement	A	0,90	-
Pluie journalière décennale humide	P10	86,10	mm
Pluie moyenne décennale	Pm10	77,12	mm
Coefficient de ruissellement pour P = 70 mm	Kr70	17,20	%
Coefficient de ruissellement pour P = 100 mm	Kr100	19,65	%
Coefficient de ruissellement décennal	Kr10	18,52	%
Temps de base décennale	Tb10	1 665,73	mn
Temps de base décennale	Tb10	99 943,61	s
Temps de montée décennale	Tm10	549,69	mn
Temps de montée décennale	Tm10	32 981,39	s
Coefficient de pointe	α 10	2,60	-
Lame d'eau ruisselée	Lr10	14,28	mm
Volume ruisselé	Vr10	860 270,02	m ³
Débit moyen de ruissellement	Qmr10	8,61	m ³ /s
Débit maximal de pointe	Qr10	22,38	m ³ /s
Coefficient de correction	m	1,03	-
Débit de crue de projet décennal	Q10	23,05	m ³ /s
Méthode CIEH			
Pluviométrie moyenne annuelle	Pan	758,00	mm
Pluie journalière décennale humide	P10	86,10	mm
Coefficient de ruissellement décennal	Kr10	18,52	%
Débit décennal avec Equation 39	Q10 ₁	34,61	m ³ /s
Débit décennal avec Equation 40	Q10 ₂	32,88	m ³ /s
Débit de crue de projet décennal	Q10	33,74	m ³ /s
Méthode de GRADEX			
Débit de crue décennal retenu	Q10	33,74	m ³ /s
Coefficient multiplicateur	C100	2,97	-
Débit de crue de projet centennal	Q100	100,30	m ³ /s

Les abaques en figure 12 et 13 ont servi pour la détermination du coefficient β et du coefficient de débit du déversoir m .

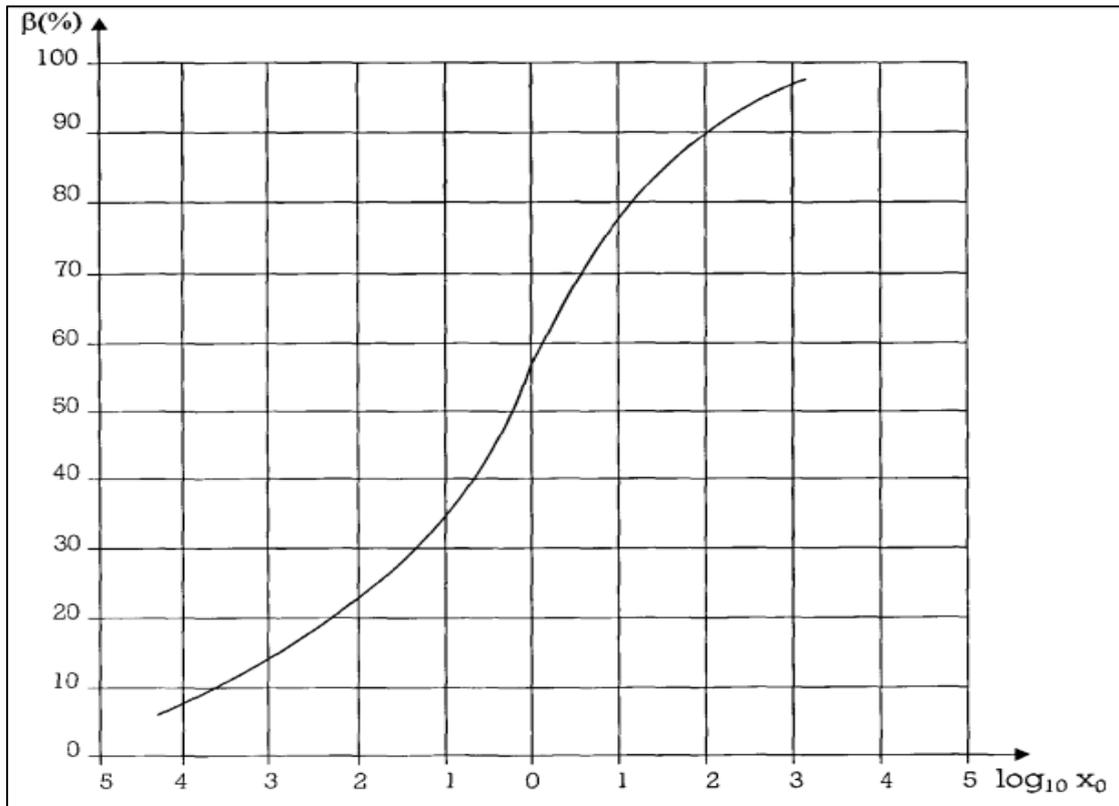


Figure 12 : Abaque de détermination du coefficient β

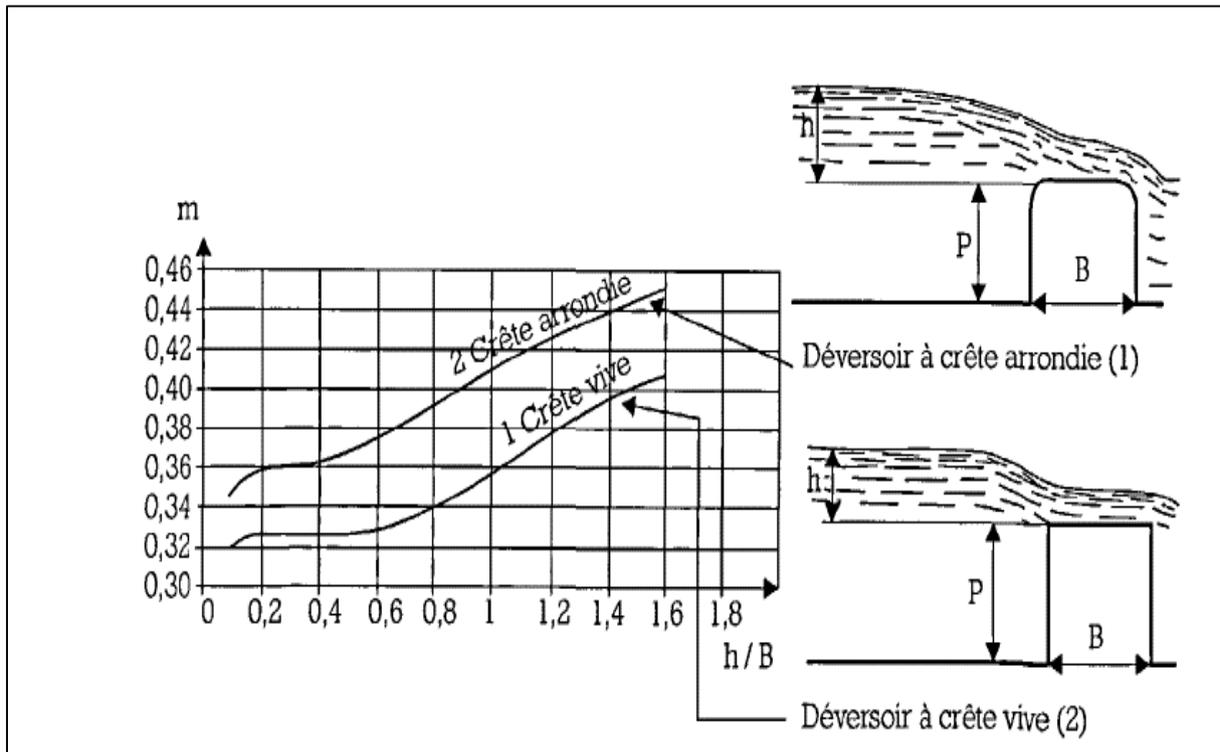


Figure 13 : Abaque de détermination du coefficient de débit m du déversoir

Annexe III : Etude de la retenue

Annexe III.1 : Courbe hauteur-volume-surface

Les surfaces moyennes et les volumes élémentaires calculés ont permis d'obtenir les données d'entrée pour le traçage des courbes Hauteur-Volume et Hauteur-Surface. Ces données figurent dans le tableau suivant :

Tableau 36 : Données de la courbe hauteur-volume-surface de la retenue

Côte (m)	Surface (ha)	Volume élémentaire (m ³)	Volume cumulé (m ³)
261,5	0	0	0
262	0,14	350	350
262,5	0,32	1 150	1 500
263	1,03	3 375	4 875
263,5	6,74	19 425	24 300
264	13,98	51 800	76 100
264,5	21,42	88 500	164 600
265	29,77	127 975	292 575
265,5	40,78	176 375	468 950
266	51,79	231 425	700 375
266,5	65,23	292 550	992 925
267	75,22	351 125	1 344 050
267,5	80,67	389 725	1 733 775

Annexe III.2 : Estimation des besoins et des pertes

1. Besoins agricoles

Les notes de calcul des besoins agricoles sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 37 : Notes de calcul des besoins agricoles

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
Durée	30	31	31	29	31
Kc équivalent	0,60	0,83	1,16	1,17	0,94
ET0 (mm/j)	5,38	5,22	5,77	6,38	7,12
ETM (mm/j)	3,23	4,33	6,69	7,46	6,69
ETM (mm)	96,84	134,31	207,49	216,47	207,48
P (mm/j)	0	0	0	0	0
Pe (mm)	0	0	0	0	0
ETM-Pe (mm)	96,84	134,31	207,49	216,47	207,48
Besoins Net (mm/j)	3,23	4,33	6,69	7,46	6,69
Besoins Net (m³/ha)	968,40	1343,11	2074,89	2164,73	2074,77
Efficienc e du Réseau	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Besoins Brutes (m³/ha)	1614	2238,51	3458,15	3607,89	3457,95
Besoins Brutes (m³)	16 140	22 385,10	34 581,53	36 078,90	34 579,47
Besoins Brutes totaux par campagne pour 10 ha (m3)					143 765

2. Besoins pastoraux

Les notes de calcul des besoins pastoraux figurent dans le tableau ci-après :

Tableau 38 : Notes de calcul des besoins pastoraux

Mois	Nombre de jours / mois	Consommation journalière (m ³ /jour)	Consommation mensuelle (m ³ /mois)
Octobre	31	64	1 984
Novembre	30	64	1 920
Décembre	31	64	1 984
Janvier	31	64	1 984
Février	29	64	1 856
Mars	31	64	1 984
Avril	30	64	1 920
Mai	31	64	1 984
Consommation totale pastorale (m³)			15 616

3. Besoins domestiques

Les notes de calcul des besoins domestiques sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 39 : Notes de calcul des besoins domestiques

Mois	Nombre de jours	Consommation journalière (m ³ /j)	Consommation mensuelle (m ³)
Octobre	31	41,05	1 272,69
Novembre	30	41,05	1 231,63
Décembre	31	41,05	1 272,69
Janvier	31	41,05	1 272,69
Février	29	41,05	1 190,58
Mars	31	41,05	1 272,69
Avril	30	41,05	1 231,63
Mai	31	41,05	1 272,69
Total	244	41,05	10 017,27

4. Pertes par évaporation

Les pertes par évaporation déterminées par la formule de POUYAUD sont présentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 40 : Notes de calcul des pertes par évaporation

Mois	Nombre de jours	Evaporation Ebac (mm/jour)	Evaporation Elac (mm/jour)	Evaporation Elac (mm/mois)
Octobre	31	7,07	5,40	167,42
Novembre	30	7,88	5,76	172,92
Décembre	31	7,97	5,81	180,00
Janvier	31	8,42	6,00	186,05
Février	29	9,70	6,53	189,50
Mars	31	11,06	7,07	219,21
Avril	30	10,94	7,03	210,76
Mai	31	10,07	6,68	207,16
Evaporation annuelle (mm)				1 533,03
Evaporation annuelle (m3)				766 599

5. Pertes par infiltration

Les pertes par infiltration ont été déterminées en considérant une infiltration moyenne journalière de 1,5 mm. Les notes de calcul sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 41 : Notes de calcul des pertes par infiltration

Mois	Nombre de jours	Infiltration (mm/jour)	Infiltration (mm/mois)
Octobre	31	1,5	46,5
Novembre	30	1,5	45,0
Décembre	31	1,5	46,5
Janvier	31	1,5	46,5
Février	29	1,5	43,5
Mars	31	1,5	46,5
Avril	30	1,5	45,0
Mai	31	1,5	46,5
Infiltration annuelle (mm)			366
Infiltration annuelle (m³)			182 741 m³

Annexe III.3 : Evaluation des apports liquides

La détermination des apports liquides consiste à estimer l'écoulement annuel d'un bassin versant à un exutoire considéré afin de s'assurer du remplissage annuel de la retenue. Le manque de relevés hydrométriques rend difficile et très aléatoire cette estimation. Cependant, nous avons utilisé la méthode de RODIER présentée dans les études et publications antérieures publiées dans la revue Cahiers ORSTOM, série hydrologie vol. XIII n°04, 1976 « Evaluation de l'écoulement annuel dans les régions tropicales d'Afrique Occidentale » par J.A. RODIER. Les résultats de l'estimation des apports liquides en année moyenne, quinquennale et décennale sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 42 : Notes de calcul des apports liquides du bassin versant

Période de retour (années)	Quantiles (mm)	Lame écoulee (mm)	Ke (%)	Superficie (Km ²)	Apports liquides (m ³)
Période humide					
10 ans	910	40,95	4,50	60,25	2 467 238
5 ans	858	54,05	6,30	60,25	3 256 754
Période médiane					
Année moyenne	758	68,22	9,00	60,25	4 110 255
Période sèche					
10 ans	607	27,32	4,50	60,25	1 645 729
5 ans	484	30,49	6,30	60,25	1 837 143

Annexe III.4 : Simulation de l'exploitation de la retenue

Les notes de calcul sur la simulation de l'exploitation de la retenue du barrage de Tansablogo sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 43 : Notes de calcul de la simulation de l'exploitation de la retenue

Exploitation de la retenue													
Mois	Début de période		Evaporation			Infiltration			Besoins en eau			Fin de période	
	Niveau initial (m)	Volumes initiaux (m³)	Hauteur d'eau évaporée (mm)	Nouveau niveau (m)	Volume restant (m³)	Hauteur d'eau infiltrée (mm)	Nouveau niveau (mm)	Volume restant (m³)	Besoins agricoles (m³)	Besoins pastoraux (m³)	Besoins domestiques (m³)	Volumes restants (m³)	Niveau final (m)
Octobre	267	1 344 050	167,42	266,83	1 226 478,09	46,5	266,79	1 193 823,47		1 984	1 272,69	1 190 567	266,78
Novembre	266,78	1 190 567	172,92	266,61	1 069 130,43	45	266,57	1 037 529,18	16 140	1 920	1 231,63	1 018 238	266,54
Décembre	266,54	1 018 238	180	266,36	908 696,58	46,5	266,31	881 489,43	22 385,10	1 984	1 272,69	855 848	266,27
Janvier	266,27	855 848	186,05	266,08	746 989,81	46,5	266,03	719 782,66	34 581,53	1 984	1 272,69	681 944	265,96
Février	265,97	681 944	189,50	265,77	593 097,29	43,5	265,73	572 702,31	36 078,90	1 856	1 190,58	533 577	265,64
Mars	265,64	533 577	219,21	265,43	439 953,14	46,5	265,38	423 829,26	34 579,47	1 984	1 272,69	385 993	265,27
Avril	265,27	385 993	210,76	265,06	312 911,69	45	265,01	297 307,94		1 920	1 231,63	294 156	265
Mai	265,01	294 156	207,16	264,80	240 516,15	46,5	264,75	228 567,98		1 984	1 272,69	225 311	264,74

Annexe IV : Propositions de reconstruction

Annexe IV.1 : Digue

1. Géométrie et calage de la digue

Le calage de la digue qui correspond à la hauteur de la digue a été déterminée en fonction de :

- la côte du Plan d'Eau Normal correspondant à la hauteur de la retenue d'eau ;
- la hauteur d'eau au-dessus du seuil lors du déversement de la crue de projet ;
- la revanche sur les plus hautes eaux.

Les informations relatives à la géométrie et au calage de la digue sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 44 : Notes de calcul de la géométrie et du calage de la digue

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur du déversoir	3,5	m
Charge au-dessus du seuil	0,8	m
Revanche	0,7	m
Revanche totale	1,5	m
Hauteur de la digue	5	m
Longueur de la digue	800	m
Largeur de la fondation de la digue	24	m
Epaisseur des enrochements en amont et en aval	0,5	m
Côte du Plan d'Eau Normal	267	m
Côte des Plus Hautes Eaux	267,8	m
Côte de la crête de la digue	268,5	m
Côte de la couche de couronnement de la crête	268,7	m
Côte du TN de la digue	263,5	m
Côte du mur parapet	269	m
Profondeur d'ancrage de la digue	2,5	m
Pente des talus en amont et en aval	1/2	V/H
Pente des talus d'ancrage de la digue	3/1	V/H
Type de digue	Homogène	

2. Revanche

Les notes de calcul de la revanche sont présentées dans le tableau ci-après :

Tableau 45 : Notes de calcul de la revanche

Désignation	Valeurs	Unités
Formule de Molitor et Gaillard		
Pente longitudinale	3,35	m/Km
Fetch	1,34	Km
Vitesse du vent	2,72	m/s
Hauteur des vagues	0,54	m
Vitesse des vagues	2,58	m/s
Revanche	0,75	m
Formule Simplifiée		
Volume de la retenue	1,34	Million de m ³
Constante (H^2/\sqrt{V})	23,48	-
Revanche mini pour une constante de 5	0,40	m
Revanche mini pour une constante de 30	0,60	m
Revanche mini pour une constante de 23,48	0,55	m
Revanche		
Moyenne des deux formules	0,65	m
Valeur retenue de la revanche	0,70	m

3. Largeur en crête

Les résultats de calcul de la revanche avec la formule de KNAPPEN et celle de PREECE sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 46 : Notes de calcul de la largeur en crête de la digue

Désignation	Valeurs	Unités
Formule de KNAPPEN		
Charge déversante sur seuil	0,80	m
Hauteur de la digue	5	m
Largeur en crête	3,69	m
Formule de PREECE		
Charge déversante sur seuil	0,80	m
Hauteur de la digue	5	m
Largeur en crête	3,46	m
Largeur en crête		
Valeur retenue de la largeur en crête	4	m

4. Stabilité des pentes des talus

Nous avons utilisé la formule de BISHOP, à travers le logiciel Geoslope Version 2012, pour la vérification de la stabilité des pentes des talus de la digue. La valeur minimale du facteur de sécurité (FS) a été estimée à 2,096. Elle a été déterminée en considérant d'une part la période la plus défavorable (PHE) et d'autre part un remblai argileux de la digue avec les caractéristiques suivantes : masse volumique : 18 KN/m³, cohésion : 10 KPa et angle de frottement interne : 25°. Le constat d'un facteur de sécurité supérieur à 1,5, nous a permis de confirmer la stabilité des pentes des talus amont et aval. Ainsi, la pente 1V/2H a été donc retenue pour les talus amont et aval de la digue du barrage de Tansablogo.

La figure 14 présente le cercle de glissement des talus de la digue du barrage.

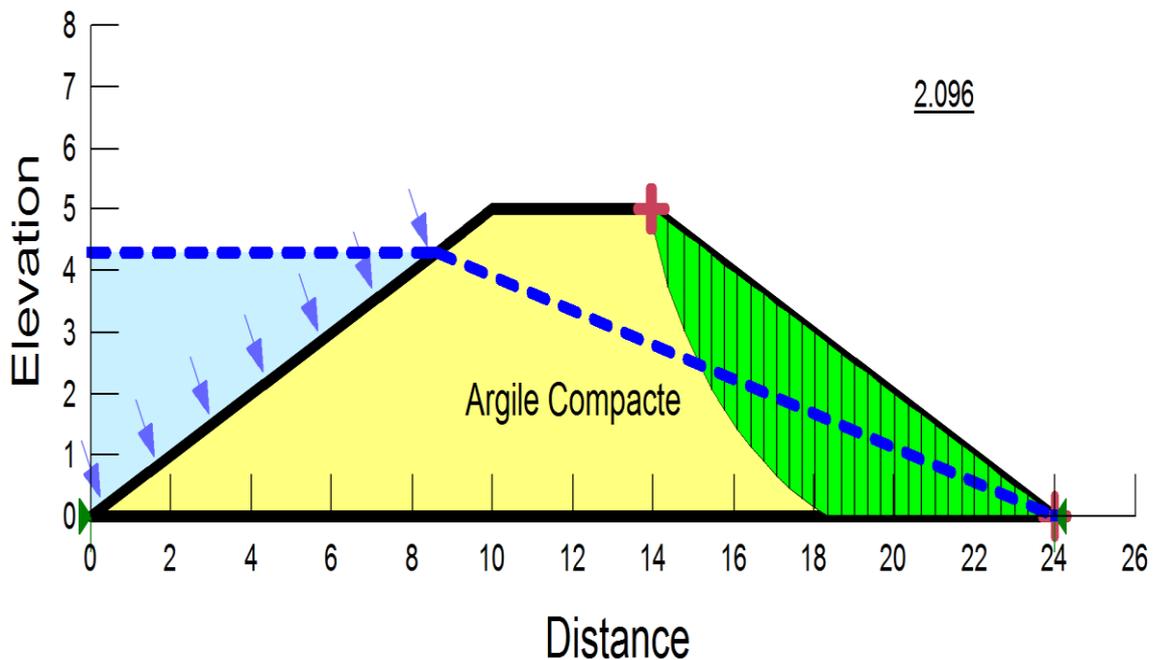


Figure 14 : Cercle de glissement des talus de la digue

5. Débit de fuite et dimensions du drain

La parabole de KOZENY est celle utilisée pour l'étude de l'infiltration hydraulique à travers la digue pour le cas des petits barrages. Elle a permis d'aboutir aux résultats présentés dans le tableau ci-après :

Tableau 47 : Notes de calcul du débit de fuite et des caractéristiques du drain

Désignation	Valeurs	Unités
Largeur de fondation de la digue	24	m
Longueur du drain horizontal	6	m
X	18	m
d	13,1	m
Y _o	0,46	m
Perméabilité du matériaux argileux	1,0E-09	m/s
Débit de fuite	4,59E-10	m ² /s
Perméabilité du sable grossier pour drain	1,00E-05	m/s
Epaisseur du drain	3	cm
Epaisseur retenue du drain	5	cm
Type de drain	Horizontal	

Annexe IV.2 : Déversoir

La figure 15 représente le bilan des forces agissant sur le déversoir du barrage. Les forces P_e , P_t , W et U désignent respectivement la poussée hydrostatique, la poussée des terres, le poids propre du déversoir et la pression interstitielle.

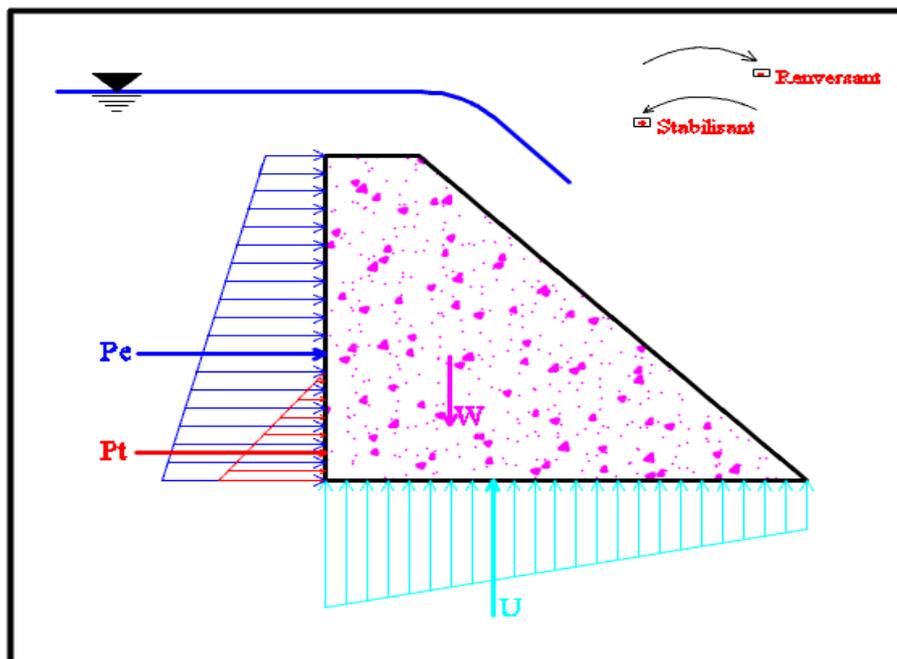


Figure 15 : Bilan des forces agissant sur le déversoir

Les notes de calcul du déversoir sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 48 : Notes de calcul du déversoir

Désignation	Valeurs	Unités
Charges agissant sur le déversoir		
Hauteur du déversoir	3,5	m
Charge au-dessus du seuil	0,8	m
Hauteur des dépôts de sédiments	1,7	m
Poids volumique de l'eau	10	KN/m ³
Poussée hydrostatique	89,25	KN/ml
Pression interstitielle en A	26	KN/ml
Pression interstitielle en B	8	KN/ml
Résultante de la pression interstitielle U	120,1	KN/ml
Poussée des terres (sédiments)	4,77	KN/ml
Poids propre du déversoir	339	KN/ml
$\tan(\varphi)$	0,65	-
Vérification de la stabilité au glissement		
$\tan(\alpha g)$	1,54	-
αg (angle vérifiant la stabilité au glissement)	57	°
Vérification de la stabilité au renversement		
Constante K1	257,3	-
Constante K2	245	-
Constante K3	-149,74	-
Racine positive de l'équation	0,42	-
αr (angle vérifiant la stabilité au renversement)	22,78	°
Valeur retenue de l'angle d'inclinaison α	60	°
Vérification à la non fissuration		
Largeur de fondation du déversoir b2	7,1	m
b2/6	1,18	m
Abscisse du centre de gravité du déversoir	2,40	m
Ordonnée du centre de gravité du déversoir	1,31	m
Résultante des forces stabilisatrices	218,55	KN/ml
Résultante des forces renversantes	94,02	KN/ml
Excentricité e	-0,57	m
Vérification à la non rupture		
Résistance caractéristique du béton	20	MPa
Contrainte limite du béton	6	MPa
Contrainte maximale du béton	15,92	KPa

Annexe IV.3 : Bassin de dissipation et chenal d'écoulement

1. Bassin de dissipation

La figure 16 présente la configuration du déversoir, du bassin de dissipation et du chenal d'écoulement.

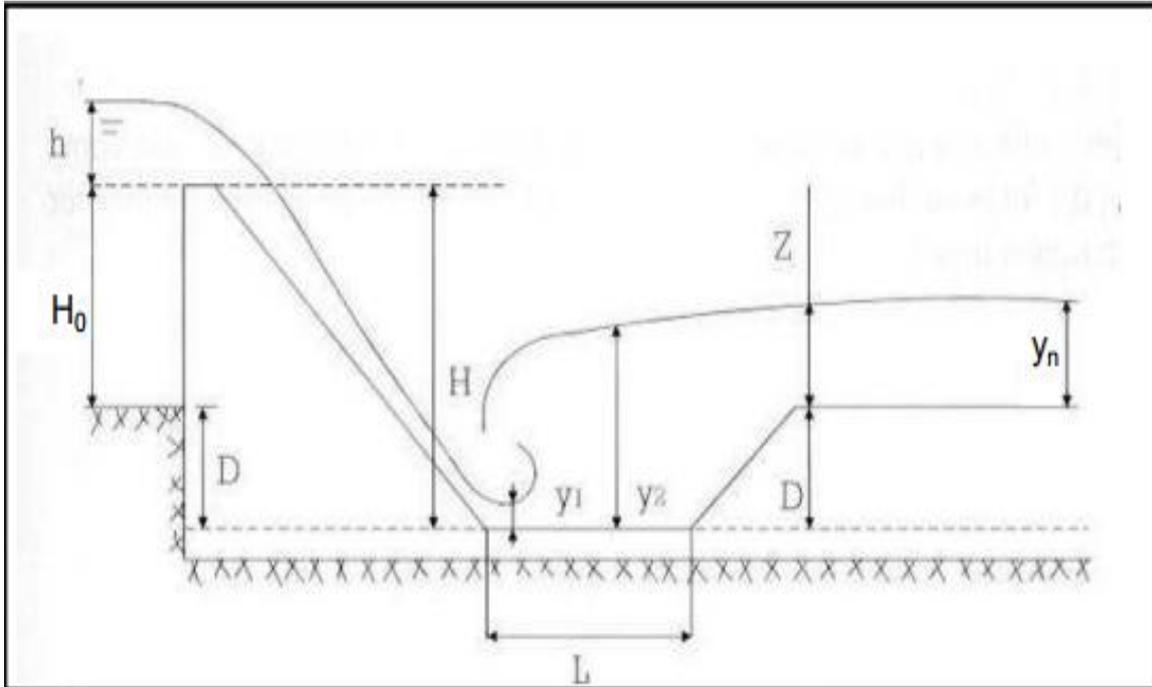


Figure 16 : Coupe transversale du bassin de dissipation et du chenal d'écoulement

Les caractéristiques exhaustives du bassin de dissipation sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 49 : Notes de calcul du bassin de dissipation

Désignation	Valeurs	Unités
Bassin de dissipation		
Largeur du coursier	60	m
Lame déversante h (m)	0,80	m
Pelle maximale du déversoir H_0 (m)	3,50	m
Y_n/H_0	0,17	-
h/H_0	0,23	-
D/H_0	0,22	-
Enfoncement du bassin de dissipation retenu D	0,80	m
Débit unitaire	1,42	m^2/s
Vitesse de l'eau au-dessus du seuil V_0	1,77	m/s
Ligne d'eau H	4,30	m
Accélération de la pesanteur g	9,81	m/s^2
Vitesse d'eau à l'entrée du bassin de dissipation V	9,48	m/s
Tirant d'eau à l'entrée du bassin de dissipation Y_1	0,15	m
Débit maximum évacué Q	85,16	m^3/s
Nombre de froude F	7,83	-
Tirant d'eau à la sortie du bassin de dissipation Y_2	1,16	m
L/Y_2	2,60	-
Longueur retenue du bassin de dissipation L	3,00	m
Blocs chicanes		
y_1	0,15	m
h_2/Y_1	2,00	-
Pente des talus	1/1	V/H
Hauteur h_2	0,30	m
Largeur l_2 et Espacement e_2	0,22	m
Epaisseur en crête	0,06	m
Blocs de chute		
Hauteur h_2 , Largeur à la base b_1 et Espacement e_1	0,30	m
Seuil terminal		
y_1	0,15	m
h_4/Y_1	1,50	-
Pente des talus	1/2	V/H
Hauteur h_4	0,22	m

Les abaques en figure 17 et 18 ont servi pour la détermination des caractéristiques du bassin de dissipation sont présentés ci-dessous :

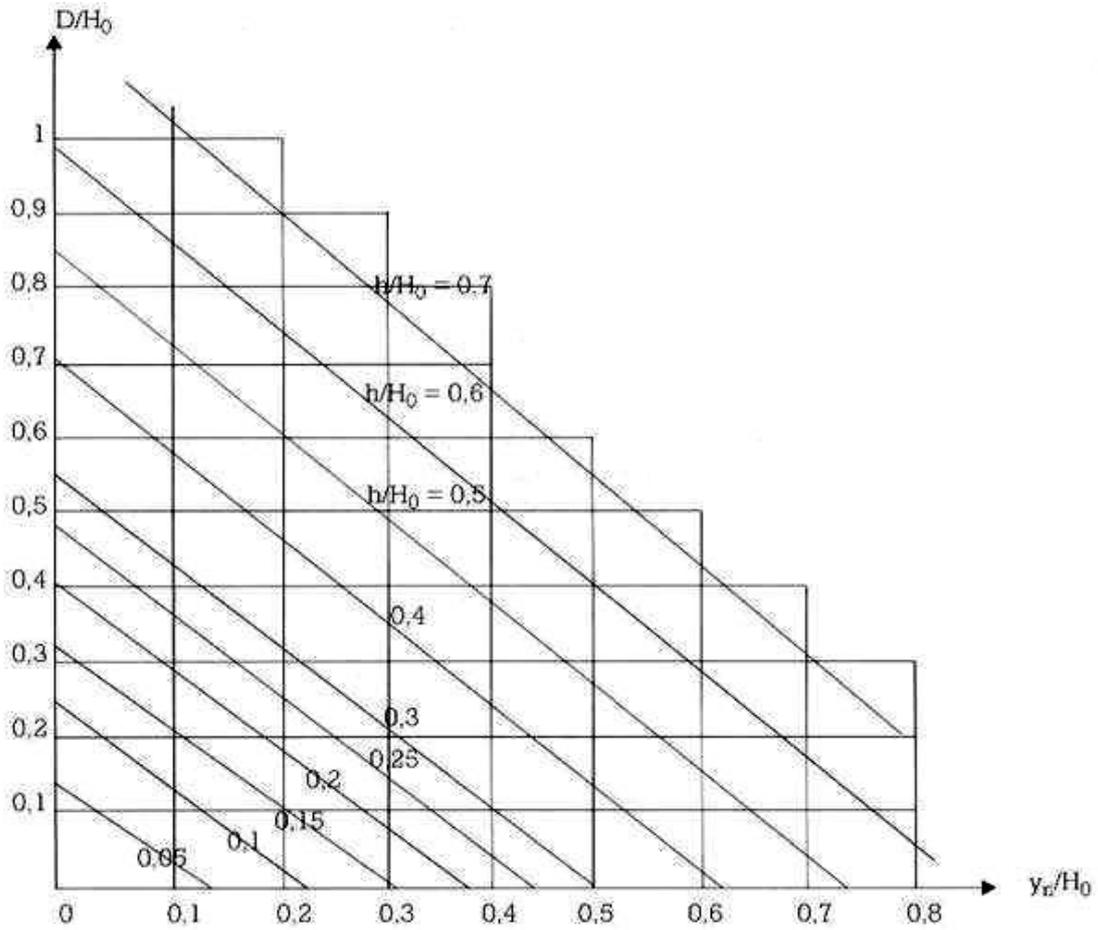


Figure 17 : Abaque de détermination de l'enfoncement du bassin de dissipation

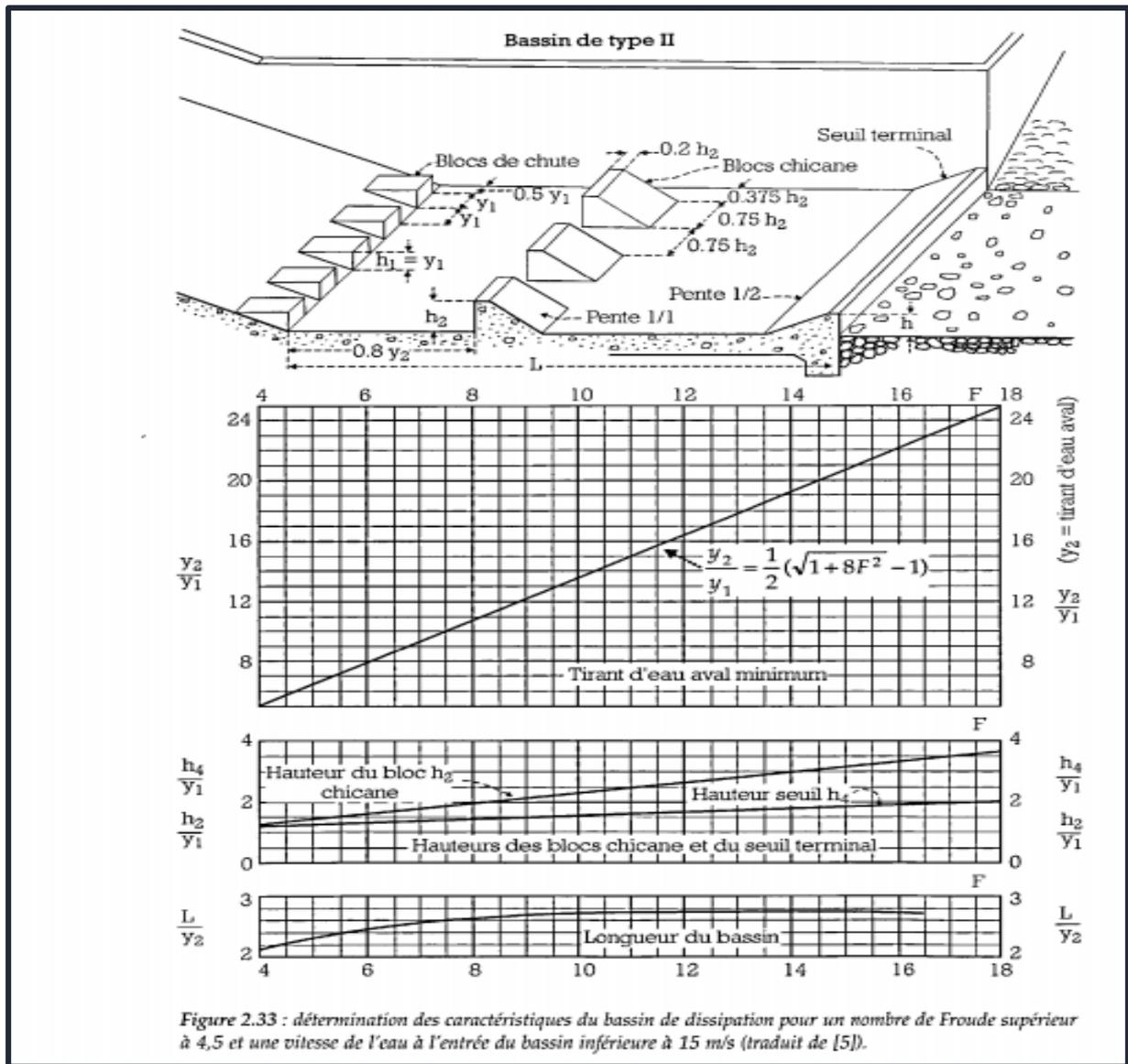


Figure 18 : Abaque de détermination des caractéristiques du bassin de dissipation

2. Canal d'écoulement

Tableau 50 : Notes de calcul du chenal d'écoulement

Désignation	Valeurs	Unités
Largeur du canal L	60	m
Débit Q	85,16	m ³ /s
Coefficient de rugosité de Manning Strickler	75	-
Surface mouillée S	36,10	m ²
Rayon hydraulique R	0,59	m
Pente du chenal I	0,002	m/m
Profondeur normale Yn	0,60	m
Profondeur critique Yc	0,59	m

Annexe IV.4 : Mur bajoyer

1. Predimensionnement du mur bajoyer

Le mur bajoyer joue un rôle important dans la stabilité du déversoir car il supporte les charges de poussé des terres du remblai. Il se comporte alors comme un mur de soutènement dont le prédimensionnement a été fait selon le cours du béton armé 3 (MESSAN, 2018). La figure 19 montre les valeurs de prédimensionnement des éléments constitutifs du mur bajoyer.

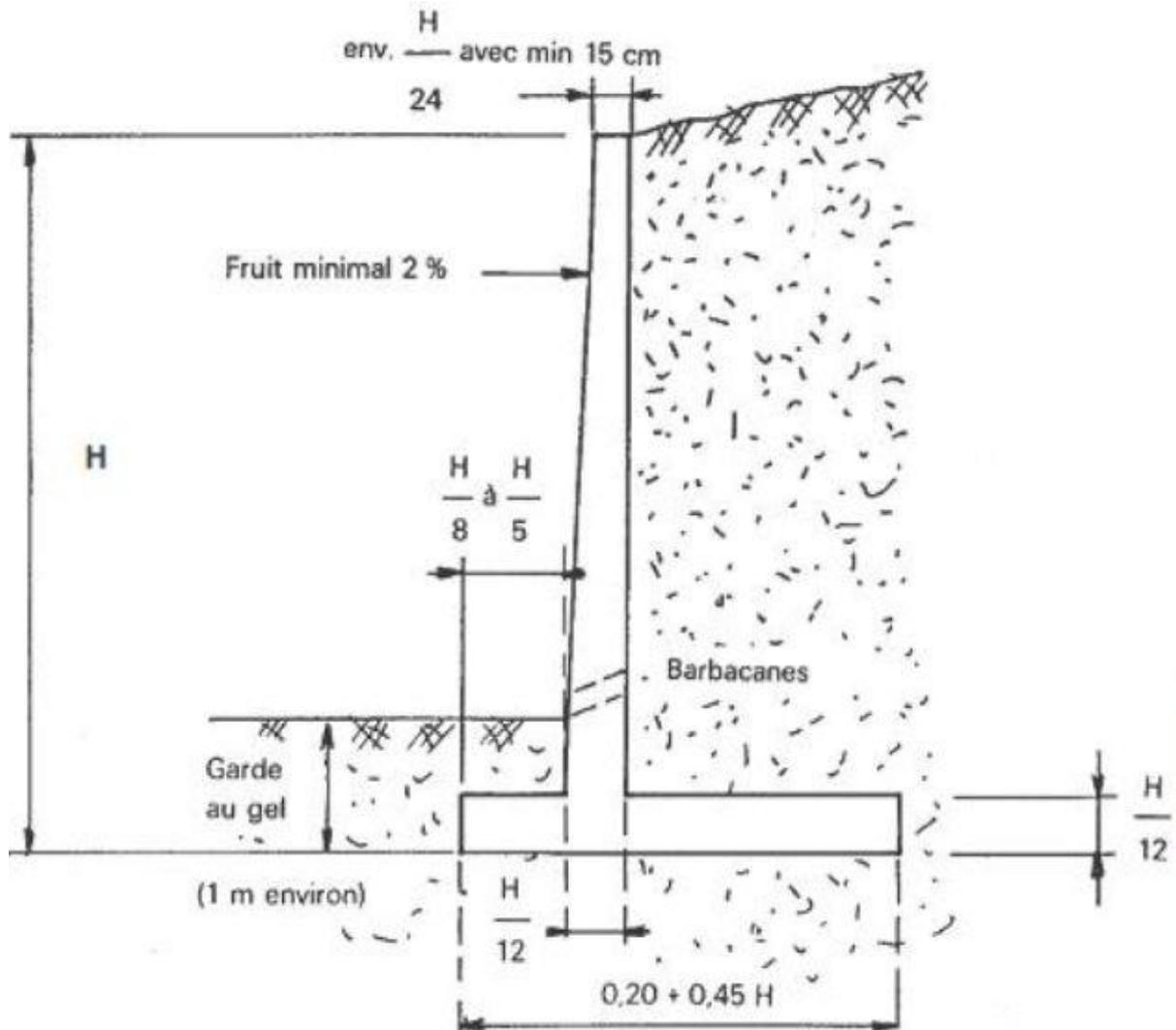


Figure 19 : Schéma de prédimensionnement d'un mur de soutènement

2. Caractéristiques du mur bajoyer et du sol support

Les caractéristiques du mur bajoyer, des matériaux et du sol support sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 51 : Caractéristiques du mur bajoyer, des matériaux et du sol support

Désignation	Valeurs	Unités
Hauteur totale du remblai ou du mur	6,2	m
Profondeur d'ancrage de la fondation	1,2	m
Épaisseur en tête du mur	0,3	m
Épaisseur à la base du mur	0,55	m
Epaisseur de la semelle	0,65	m
Largeur de la semelle	3,45	m
Largeur du patin	1,2	m
Largeur du talon	1,7	m
Résistance caractéristique du béton	20	MPa
Résistance à la traction des aciers	400	MPa
Poids volumique du remblai argileux	18	KN/m ³
Angle de frottement interne du remblai argileux	25	°
Cohésion du remblai argileux	10	KN/m ²
Charge d'exploitation sur le remblai argileux	10	KN/m ²
Contrainte admissible du sol support	0,15	MPa

La coupe transversale du mur bajoyer est présentée sur la figure 20 :

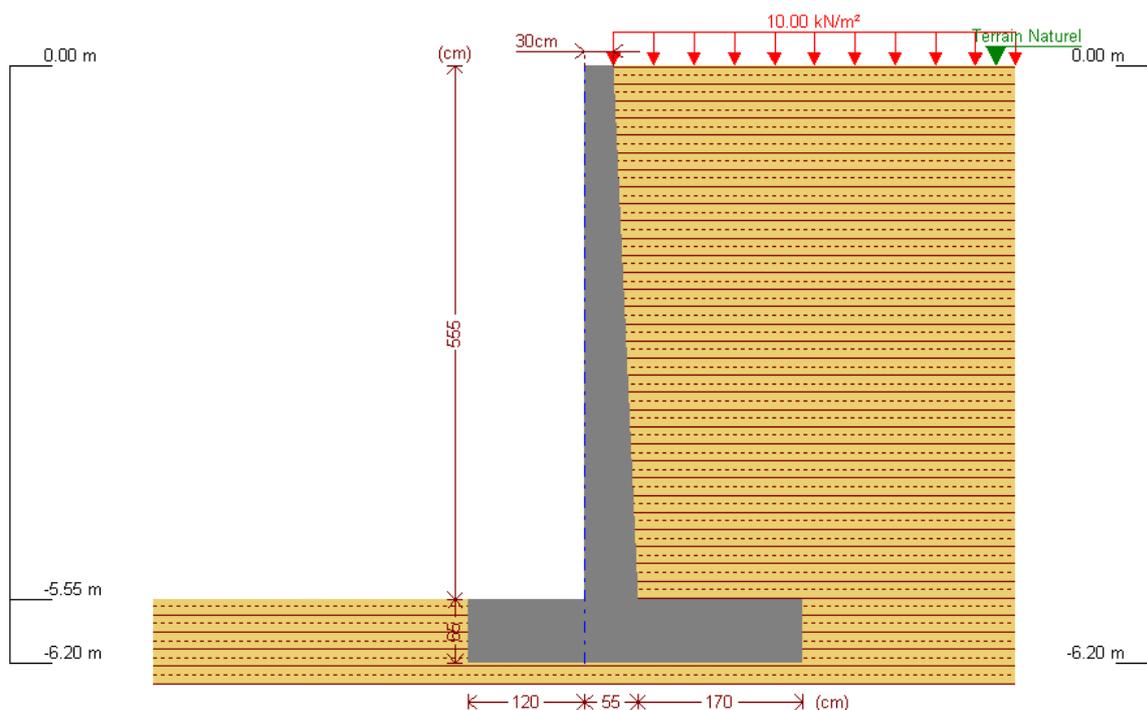


Figure 20 : Coupe transversale du mur bajoyer

Annexe IV.5 : Ouvrage de prise et de vidange

Les notes de calcul l'ouvrage de prise et de vidange sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau 52 : Notes de calcul de l'ouvrage de prise et de vidange

Désignation	Valeurs	Unités
Ouvrage de vidange		
Temps de vidange de la capacité totale de la retenue		
Longueur de la conduite de prise et de vidange L	34	m
Côte de la conduite de vidange et de prise	264,74	m
Superficie au Plan d'Eau Normal S	75,22	ha
Diamètre de la conduite de vidange et de prise D	300	mm
Section de la conduite de vidange et de prise s	0,07	m ²
Charge d'eau au Plan d'Eau Normal h ₀	3,50	m
Charge d'eau à la côte de la conduite h	1,24	m
Capacité totale de la retenue	1 344 050	m ³
Temps de vidange de la capacité totale de la retenue	1 525 937,41	s
Temps de vidange de la capacité totale de la retenue	17,66	jours
Temps de vidange de la demi-capacité de la retenue		
Superficie du plan d'eau à la demi-capacité de la retenue S	50,46	ha
Section de la conduite de vidange et/ou de prise s	0,07	m ²
Charge d'eau à la demi-capacité de la retenue h ₀	2,44	m
Charge d'eau à la côte de conduite de vidange h	1,24	m
Demi-capacité totale de la retenue	672 025	m ³
Temps de vidange de la demi-capacité totale de la retenue	615 610,87	s
Temps de vidange de la demi-capacité totale de la retenue	7,13	jours
Ouvrage de prise		
Diamètre de la conduite de vidange et/ou de prise D	0,30	m
Charge de l'eau au centre de la conduite h	1,09	m
Coefficient de débit	0,60	-
Débit évacué	0,20	m ³ /s
Temps d'arrosage	8	h/jour
Besoins maximaux de pointe pour l'irrigation	3607,89	m ³ /mois/ha
Débit maximal de pointe pour l'irrigation	4,32	l/s/ha
Superficie du périmètre irrigué	10	ha
Débit d'équipement	0,04	m ³ /s
Vitesse d'eau dans la conduite pour la prise V	2,77	m/s

Annexe V : Devis quantitatif et estimatif des travaux

N°	Désignation	Unités	Quantités	Prix unitaires	Prix totaux
A	Installations générales du chantier				
100	Amenée et repli du matériel de chantier	FF	1	30 000 000	30 000 000
200	Installation et implantation du chantier	FF	1	20 000 000	20 000 000
B	Reconstruction du barrage				
300	Digue				
301	Décapage de l'emprise	m ²	34 400	400	13 760 000
302	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m ³	9 600	3 500	33 600 000
303	Déblai manuel pour butée et drain de pied	m ³	1 600	3 000	4 800 000
304	Remblai argileux compacté pour tranchée d'ancrage	m ³	9 600	4 000	38 400 000
305	Remblai argileux compacté pour la digue	m ³	56 000	4 000	224 000 000
306	Drain horizontal	m ³	240	4 500	1 080 000
307	Couche de pose pour perrés amont	m ³	894	3 500	3 130 400
308	Perrés secs pour talus amont et aval	m ³	1 789	5 000	8 944 000
309	Enrochements pour butée de pied et drain de pied	m ³	1 600	5 000	8 000 000
310	Béton cyclopéen pour murs parapet	m ³	200	50 000	10 000 000
311	Revêtement latéritique compacté sur la crête	m ³	640	5 000	3 200 000
312	Tuyau PVC D50 pour barbacanes du mur parapet	ml	1 600	2 500	4 000 000
	Sous total Série 300				352 914 400
400	Déversoir				
401	Démolition des débris du déversoir existant	FF	1	250 000	250 000
402	Décapage de l'emprise	m ²	600	400	240 000
403	Déblai aux engins pour ancrage du déversoir	m ³	1 065	3 500	3 727 500
404	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	21	50 000	1 065 000
405	Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	840	150 000	126 000 000
406	Parafouille	m ³	60	75 000	4 500 000
	Sous détails 400				135 782 500
500	Bassin de dissipation et chenal d'écoulement				
501	Déblai aux engins	m ³	960	3 500	3 360 000
502	Partie rectangulaire	m ³	36	100 000	3 600 000

Etude technique détaillée de la reconstruction du barrage de Tansablogo

N°	Désignation	Unités	Quantités	Prix unitaires	Prix totaux
503	Seuil terminal	m ³	3	100 000	312 000
504	Bloc de chute	m ³	1	100 000	135 000
505	Bloc chicane	m ³	3	100 000	283 500
506	Gabions pour protection aval	m ³	96	6 000	576 000
	Sous détails 500				8 266 500
600	Mur bajoyer				
601	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	4	50 000	207 000
602	Béton dosé à 350 kg/m ³	m ³	83	150 000	12 420 000
603	Ecran anti-renard	m ³	1	150 000	180 000
	Sous détails 600				12 807 000
700	Ouvrage de prise et de vidange				
701	Déblai manuel pour prise et de vidange	m ³	15	3 000	45 000
702	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	2	50 000	75 000
703	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	12	150 000	1 800 000
704	Perrés maçonnés entre talus aval et bac aval	m ³	4	30 000	120 000
705	Perrés secs entre bac amont et talus amont	m ³	3	10 000	30 000
706	Conduite en fonte ductile Ø 300	ml	30	200 000	6 000 000
707	Crépine Ø 300	unité	1	150 000	150 000
708	Robinet vanne Ø 300 et accessoires	unité	1	2 000 000	2 000 000
709	Grille de protection	unité	1	150 000	150 000
	Sous détails 700				10 370 000
800	Equipements du barrage				
801	Echelle limnimétrique	ml	8	100 000	800 000
802	Bornes d'auscultation	unité	2	50 000	100 000
	Sous total 800				900 000
C	Mesures environnementales				
900	Mesures environnementales	FF	1	4 200 000	4 200 000
	MONTANT TOTAL HT				575 240 400
	TVA (18%)				103 543 272
	MONTANT TOTAL TTC				678 783 672

Annexe VI : Notice d'Impact Environnemental

La législation en vigueur nécessite qu'une étude d'impact sur l'environnement soit entreprise afin d'apprécier l'incidence de la réalisation de certains ouvrages tels entre autres qu'un barrage sur l'environnement physique, social et économique dans la zone d'influence du projet.

La présente notice d'impact environnemental s'inscrit dans ce cadre. Elle complète un ensemble d'études de base dont les études techniques, socio-économiques, géotechniques et agro-pédologiques qui constituent l'étude de faisabilité du projet.

1. Caractéristiques du site

La disponibilité quasi permanente de l'eau dans le barrage de Tansablogo a créé en amont et en aval de barrage un paysage agricole. La végétation dans les alentours du barrage est constituée de *Balanites aegyptiaca*, *Anogeissus leiocarpus* et *Tamarindus indica*. Le site connaît une forte érosion hydrique.

En aval, les alentours du cours d'eau sont constitués de terres agricoles fertiles exploitées en agriculture pluviale et en saison sèche en cultures de contre saison. Cette zone est temporairement inondable en période de hautes eaux.

Le site est régulièrement fréquenté par le bétail pour son abreuvement, le pâturage étant très peu existant. Compte tenu de la forte présence humaine, la faune sauvage n'existe plus dans les environs immédiats du site en dehors d'une faune aviaire rupicole très réduite. La faune halieutique est marginale étant tributaire de la disponibilité de l'eau qui n'est pas permanente.

2. Note synthétique de la notice d'impact environnemental

La reconstruction du barrage engendrera des modifications directes ou indirectes sur l'environnement biophysique et socio-économique. Ces sources d'impacts sont essentiellement les travaux de reconstruction et d'exploitation des ouvrages. L'exécution de ces travaux va certainement avoir des impacts même au-delà du visible et du mesurable mais d'importance variable. La présente notice d'impact environnemental se limitera aux impacts les plus significatifs pour tenir compte des conditions techniques et des moyens financiers limités de mise en œuvre du projet.

A l'issue de l'analyse des impacts significatifs du projet de reconstruction, des mesures réalistes de renforcement des impacts positifs ou de mitigation des impacts négatifs ont été proposés.

❖ **Impacts sur l'Environnement induits par le projet de reconstruction**

Composantes Environnementales	Effets du projet dans la phase exécution des travaux	Effets du projet dans la phase exploitation de la retenue d'eau et du périmètre
Sols	Déstructuration du sol autour du barrage	Inondation de sols cultivables
Végétation	Destruction de végétation	Inondation de végétation, développement de l'arboriculture
Eaux de surface	Nul	Augmentation du volume d'eau disponible
Eaux souterraines	Nul	Amélioration du niveau de la nappe phréatique
Population	Génération d'emplois et de revenus	Développement d'activités socio-économiques
Santé humaine	Risques d'accidents de chantier	Développement de maladies hydriques
Habitat	Nul	Nul
Élevage	Nul	Développement de l'élevage, Pression sur les ressources naturelles due à la concentration du bétail,
Agriculture et habitudes culturelles	Nul	Développement de l'arboriculture
Gestion du reste du terroir	Nul	Nul
Villages voisins	Nul	Nul

❖ **Analyse des impacts significatifs du projet**

Composantes	Impacts identifiés	Évaluation des impacts identifiés
Environnementales		
Végétation	Destruction de végétation	Impact négatif, mineur, certain, irréversible, immédiat, évitable partiellement,
	Développement de l'arboriculture	Impact positif, moyen, certain, durable,
Population	Génération d'emplois et de revenus,	Impact positif, moyen, certain, durable, court terme
Santé humaine	Risques d'accident de chantier	Impact négatif, mineur, probable, réversible, immédiat, évitable partiellement
	Risques de propagation de MST/VIH SIDA	Impact négatif, moyen, probable, réversible, immédiat, évitable partiellement
	Développement de maladies hydriques ,	Impact négatif, mineur, probable, réversible, court terme, évitable partiellement
Élevage	Développement de l'élevage	Impact positif, majeur, probable, durable, court terme,
Eaux de surface	Amélioration de la disponibilité en eau de surface	Impact positif, majeur, certain, immédiat, court terme
Eaux souterraines	Amélioration du niveau de la nappe phréatique	Impact positif, moyen, certain, durable, long terme,
Agriculture et habitudes culturelles	Développement de l'arboriculture fruitière	Impact positif, moyen, durable, long terme
	Développement de la pisciculture	Impact positif, moyen, certain, durable, long terme

❖ Mesures de mitigation/renforcement des impacts significatifs du projet

Composantes Environnementales	Impacts identifiés	Résumé de l'impact	Mesures de mitigation des impacts	Coût estimé des mesures de mitigation	Responsabilité dans la mise en œuvre
Végétation	Destruction de végétation	Impact négatif, mineur, certain,	Éviter autant que possible le terrassement d'arbres pendant les travaux, en raison de l'érosion forte, Faire des reboisements de compensation.	3 000 000 Surveillance pendant le terrassement ; Reboisement de compensation ; Formation des producteurs.	Service des Eaux et Forêts et l'Entreprise
Population	Génération d'emplois et de revenus,	Impact positif, moyen,	Employer autant que possible la main d'œuvre locale dans l'exécution des travaux	Pas de coûts spécifiques dans sa mise en œuvre.	Maître d'ouvrage
Santé humaine	Risques d'accident de chantier	Impact négatif, mineur, probable,	Sensibiliser la population et les ouvriers sur les normes de sécurité sur le chantier et les appliquer	Pas de coûts spécifiques dans sa mise en œuvre.	Entreprise et représentant de la population pendant l'installation du chantier
	Risques de propagation de MST/VIH SIDA	Impact négatif, moyen,	Sensibiliser la population et les ouvriers sur ce risque .	400 000 02 séance d'animation sur le SIDA (chantier village)	Service local de santé à l'installation du chantier.

Composantes Environnementales	Impacts identifiés	Résumé de l'impact	Mesures de mitigation des impacts	Coût estimé des mesures de mitigation	Responsabilité dans la mise en œuvre
	Développement de maladies hydriques ,	Impact négatif, moyen,	Sensibiliser les populations sur les risques encourues et les inciter à consulter les centres de santé dès les premiers moments de manifestation d'un mal notamment les maux d'yeux, bilharziose, diarrhée etc.	400 000 (2 séances d'animation)	Service local de santé
Élevage	Développement de l'élevage	Impact positif, majeur,	Action à soutenir par l'amélioration de la santé animale qui sera menacée par la concentration des troupeaux locaux et transhumants par la conduite de séances de vaccination du bétail	Pas de coûts spécifiques dans sa mise en œuvre.	Service local de l'élevage

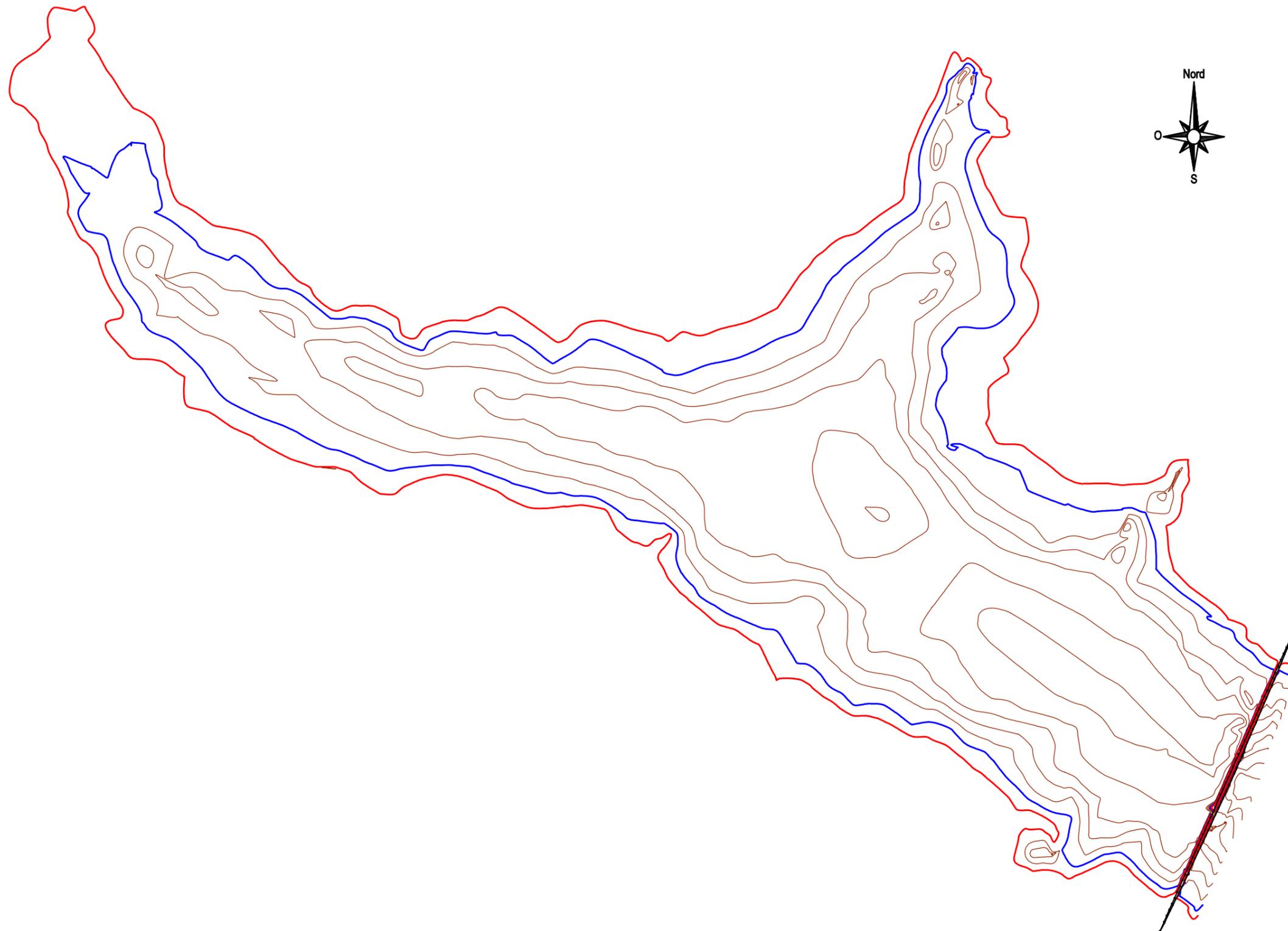
Composantes Environnementales	Impacts identifiés	Résumé de l'impact	Mesures de mitigation des impacts	Coût estimé des mesures de mitigation	Responsabilité dans la mise en œuvre
Eaux de surface	Amélioration de la disponibilité en eau de surface	Impact positif, majeur, certain,	Conduire des séances de sensibilisation des bénéficiaires sur la nécessité d'une gestion durable de la ressource par l'application de bonnes pratiques d'utilisation de l'eau à travers un comité de gestion de l'eau	400. 000 (Séances de sensibilisation)	Service local de l'agriculture ou prestataire
Eaux souterraines	Amélioration du niveau de la nappe phréatique	Impact positif, moyen, certain,	Impact à exploiter à travers des forages pérennes dans les environs de l'ouvrage	Sans incidence financière pour le projet	Sans objet
Agriculture et habitudes culturelles	Développement de l'arboriculture fruitière	Impact positif, moyen, durable,	Encourager les actions individuelles et collection en faveur de l'arboriculture notamment fruitière	Sans incidence financière pour le projet	Sans objet
	Développement de la pisciculture	Impact positif, moyen, certain, durable, long terme	Activité à initier et à développer en profitant de la réhabilitation du plan d'eau	PM Cette activité sera à développer en fonction des potentialités futures	PM

Annexe VII : Pièces graphiques

1. Plan de masse de la cuvette
2. Profil en travers de la digue
3. Parabole de KOZENY et ligne phréatique de la digue
4. Profil en travers du déversoir
5. Plan de ferrailage du mur bajoyer
6. Plan de l'ouvrage de prise et de vidange

Légende

-  : Digue du barrage
-  : Courbe de niveau esp : 50 cm
-  : Plan d'Eau Normal = 267 m
-  : Plus Hautes Eaux = 267.8 m



Dessinateur :
OUBDA Ahmed

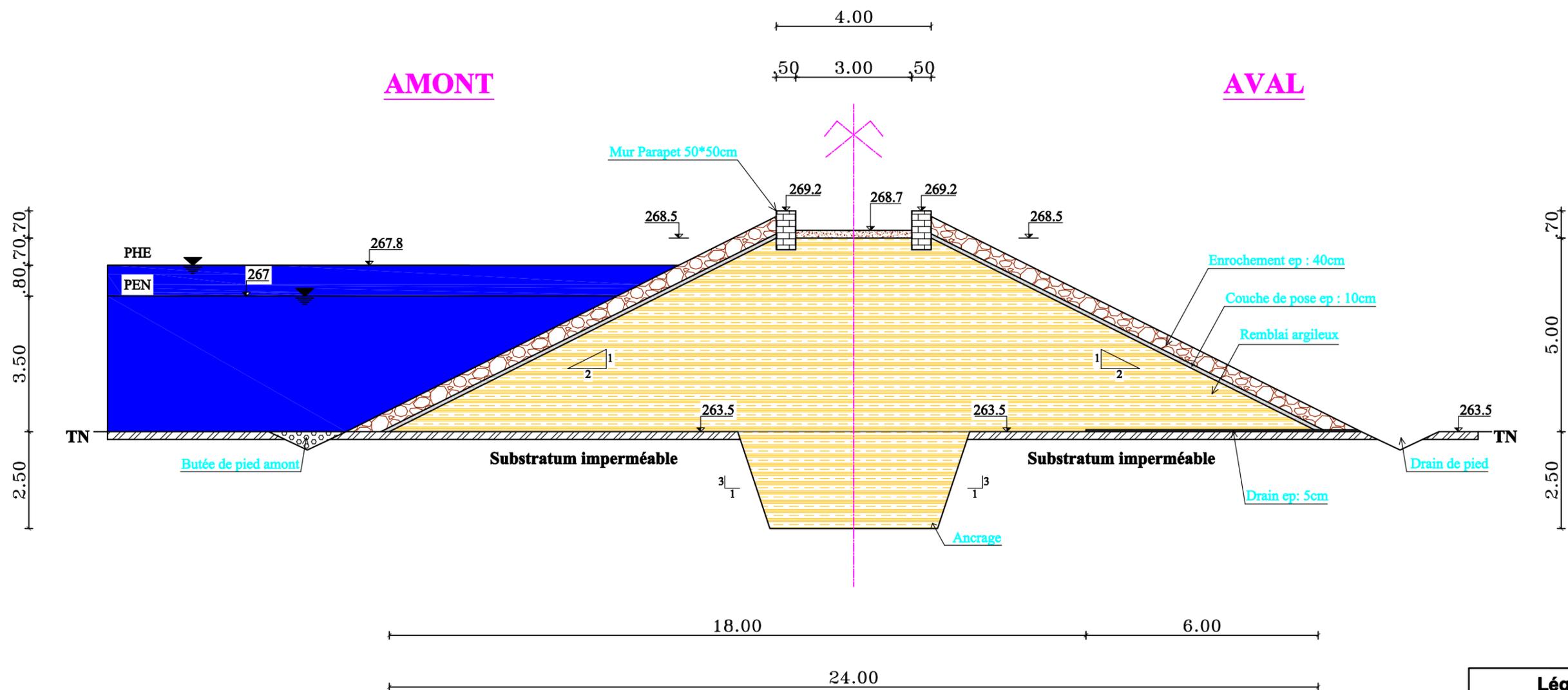


**ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA
RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE TANSABLOGO**

PLAN DE MASSE DE LA CUVETTE

Echelle : 1/20 000





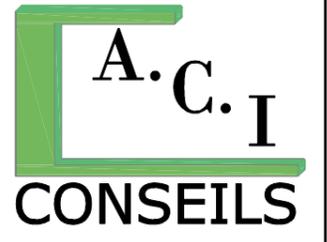
Légende	
	: Remblai argileux
	: Couche de pose
	: Enrochement
	: Couronnement latéritique
	: Mur parapet
	: Drain

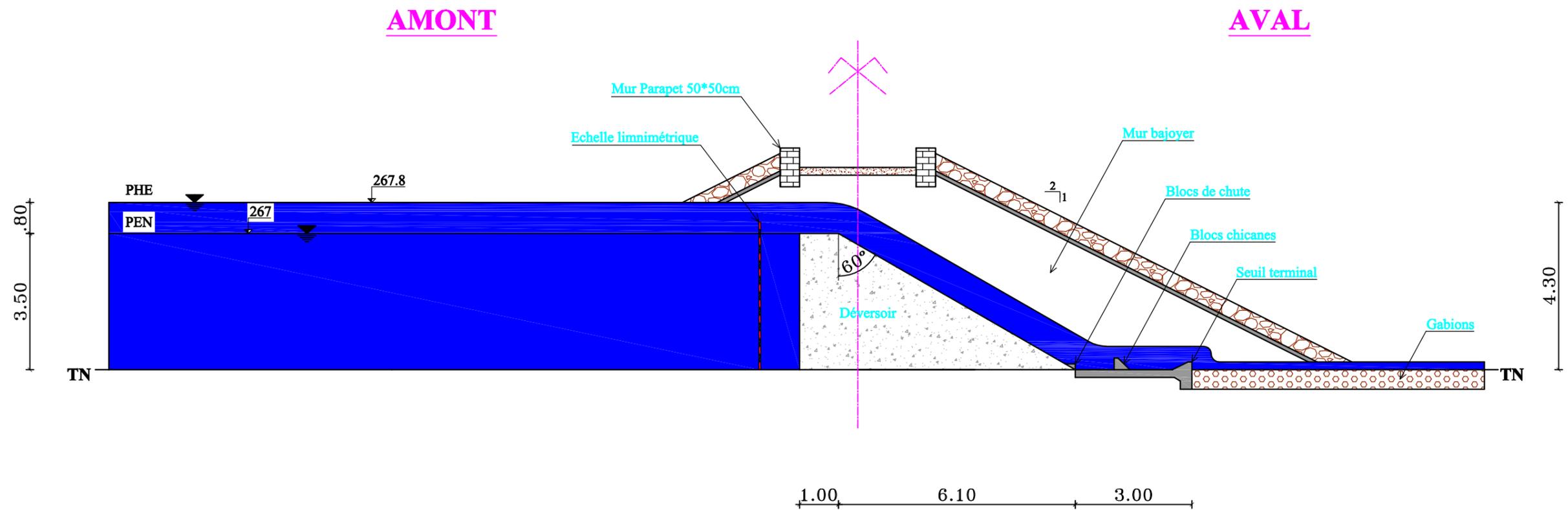
Dessinateur : OUBDA Ahmed

ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE TANSABLOGO

PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE

Echelle : 1/100





Légende	
	: Matériaux argileux
	: Couche de pose épaisseur : 10cm
	: Enrochement épaisseur : 40cm
	: Couronnement latéritique épaisseur : 20cm
	: Mur parapet de section 50*50cm

Dessinateur : OUBDA Ahmed

ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE TANSABLOGO

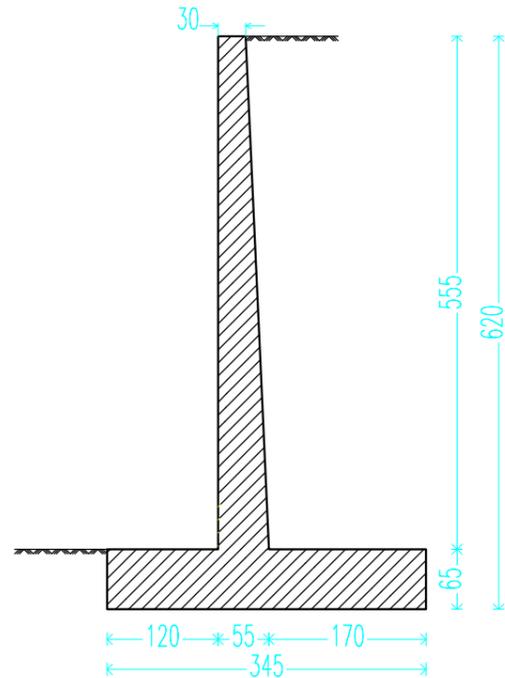
PROFIL EN TRAVERS DU DEVERSOIR

Echelle : 1/100

**A.C.I
CONSEILS**



GEOMETRIE DU MUR BAJOYER



Dessinateur : OUBDA Ahmed

FERRAILLAGE DU MUR BAJOYER

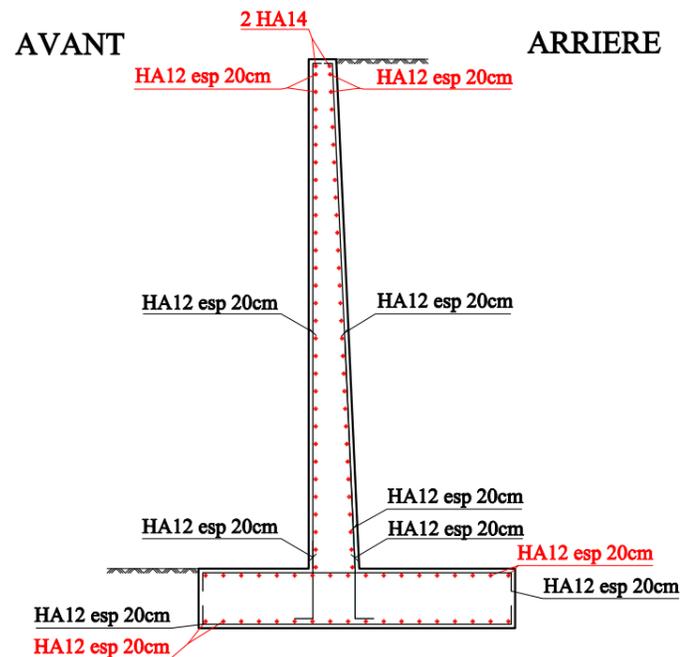


TABLE DES ARMATURES

Mur									
POSITION	Ø mm	NBRE. PIÈCES	LONGUEUR m	FAÇONNAGE L=cm	LONGUEUR TOTAL m	POIDS kg/m	POIDS kgf		
1	12	121	5.69	20 549	688.97	0.89	611.70		
2	16	29	23.90	2390	693.10	1.58	1093.93		
3	12	121	5.70	550 20	689.65	0.89	612.29		
4	16	29	23.90	2390	693.10	1.58	1093.93		
5	16	2	23.90	2390	47.80	1.58	75.44		
6	12	121	3.54	10 334 10	428.10	0.89	380.08		
7	12	18	23.90	2390	430.20	0.89	381.95		
8	12	121	3.54	10 334 10	428.10	0.89	380.08		
9	12	18	23.90	2390	430.20	0.89	381.95		
10	12	121	1.17	30 87	141.57	0.89	125.69		
11	12	121	1.37	50 57 30	165.67	0.89	147.09		
12	12	120	3.37	250 57 30	404.30	0.89	358.95		
					HA12	3806.76	0.89	3379.78	
					HA16	1434.00	1.58	2263.30	
Fe E400						Poids total	5643.08		

Norme: BAEL-91 (R-99) (France)
 Béton: B20
 Acier des barres: Fe E400
 Type de fissuration: Préjudiciable
 Enrobage sur le parement avant: 3.0 cm
 Enrobage sur le parement arrière: 3.0 cm
 Enrobage supérieur de la fondation: 5.0 cm
 Enrobage inférieur de la fondation: 5.0 cm
 Enrobage latéral de la fondation: 5.0 cm
 Dimension du plus gros granulats: 20 mm

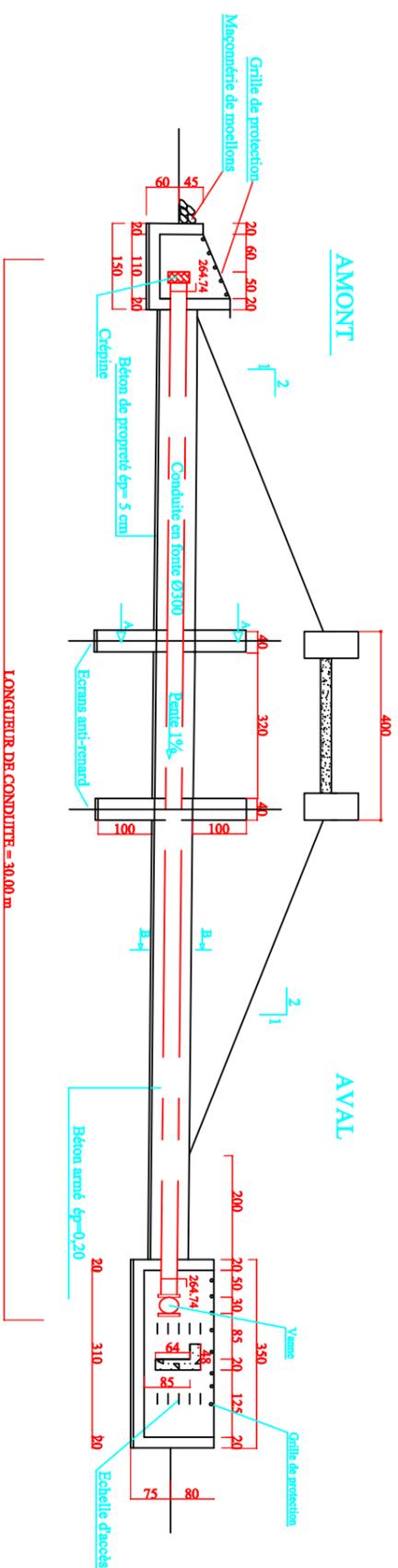


ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE TANSABLOGO

PLAN DE FERRAILLAGE DU MUR BAJOYER

Echelle : 1/100



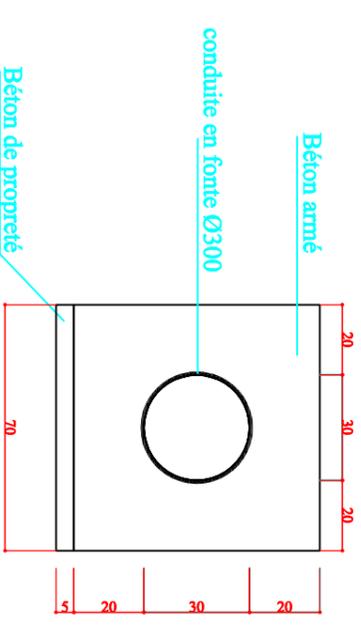


Echelle : 1/100

Echelle : 1/50

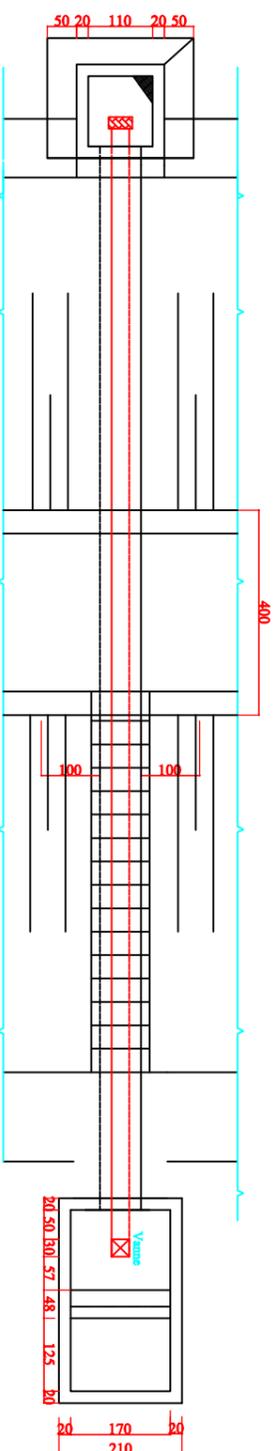
PROFIL EN TRAVERS

Coupe B-B



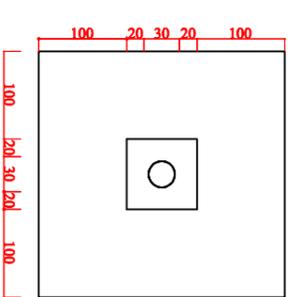
Echelle : 1/100

Echelle : 1/50



VUE EN PLAN

Coupe A-A



Dessinateur : OUBDA Ahmed



**ETUDE TECHNIQUE DETAILLEE DE LA
RECONSTRUCTION DU BARRAGE DE TANSABLOGO**

PLAN DE L'OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE

