



**DIAGNOSTIC ET OPTIMISATION DU BARRAGE DE BOUDIERI
DANS LA COMMUNE DE KANTCHARI AU BURKINA FASO**

**MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU
MASTER EN INGENIERIE DE L'EAU ET DE
L'ENVIRONNEMENT
OPTION : Eaux Agricoles**

Présenté et soutenu publiquement le 24/01/2017 par

Gilles ZIDA

Travaux dirigés par : Moussa LO

Enseignant,

UTER Génie civil et Hydraulique

NACANABO Aissa

Ingénieur du Génie Rural

Jury d'évaluation du stage :

Président : Dr Abdou LAWANE

Membres et correcteurs : M. Arnaud OUEDRAOGO
M. Césaire HEMA
M. Moussa LO
Mme Aissa NACANABO

Promotion [2015/2016]

DEDICACE



A TOUTE MA FAMILLE

REMERCIEMENTS

Nous voudrions témoigner nos sincères remerciements à :

- ❖ Notre père ZIDA Yamba Jean qui malgré les charges a toujours été là pour nous.
Merci papa.
- ❖ Notre mère SAWADOGO Géneviève à qui nous ne cesserons de remercier pour les différents encouragements.
- ❖ A mes sœurs Awa, Sandrine, Carène et Nathalie voyez en ce travail l'ardeur au travail et soyez aussi des modèles pour d'autres ; merci pour vos soutiens moraux.
- ❖ Monsieur le Directeur Général des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) ;
- ❖ Madame la Coordinatrice du Projet Réduction de la Vulnérabilité des Petits Barrages aux Changements Climatiques ;
- ❖ Merci particulièrement à, notre maître de stage Madame NACANABO Aïssa et à notre encadreur de suivi Monsieur LO Moussa pour leur disponibilité, leur conseil, leur encouragement et surtout pour la qualité de l'appui qu'ils nous ont apporté pendant ce travail délicat ;
- ❖ Tout le corps professoral de l'Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement (2ie), pour la qualité de la formation qu'il nous a donné au cours de notre formation ;
- ❖ A tous ceux qui de près ou de loin, ont œuvré pour l'aboutissement de ce travail et de ma formation et dont il n'a pas été nommé fait mention ici, veuillez bien accepter l'expression de ma profonde gratitude.

Nous ne saurons terminer nos propos sans témoigner toute notre gratitude à l'ensemble du personnel de la DGIH, pour l'accueil et le soutien dont nous avons été l'objet, lors de notre passage dans ladite Direction Générale.

RESUME

Le Burkina Faso, situé en zone désertique de l'Afrique, souffre d'une pluviométrie très variée pouvant occasionner des problèmes d'eau, source précieuse et nécessaire pour une économie basée en grande partie sur l'agriculture.

C'est ainsi que, dans le présent mémoire, on se propose de faire l'état des lieux du Barrage de Boudiéri dans la commune de Kantchari, construit en 1962 et de proposer des solutions optimales pour sa réhabilitation dans le but de renforcer la structure et augmenter la retenue. Il est important de préciser que malgré les différents travaux de réhabilitation faits entre 1978 et 2012, le déversoir présente des risques de rupture.

Afin de proposer de meilleures solutions, un diagnostic poussé de l'ouvrage a été fait sur la digue et le déversoir. Au sortir de l'analyse du diagnostic, il a été déterminé les causes et les conséquences des dégradations constatées sur le barrage et des solutions apportées. L'une des conclusions est que la digue du barrage ne présente pas de risque de rupture.

L'une des solutions majeures proposées est le changement de la nature du déversoir jadis sous forme radié ou submersible en type creager avec possibilité de rehaussement par des blocs fusibles. En effet, l'utilisation des blocs fusibles augmentera de **28.25%** la capacité de la retenue qui était de **4 200 000 m³** en 1962.

Les améliorations à apporter sur l'ouvrage coûteront la somme de **1 673 480 243 F CFA**, ce qui permettra de soulager la population et les usagers du dit barrage.

Mots Clés :

-
- 1 – Diagnostics**
 - 2 – Optimisation**
 - 3 – Barrage**
 - 4 -Boudiéri**
 - 5 – Kantchari**

ABSTRACT

Burkina Faso, located in the desert zone of Africa, suffers from a very varied rainfall that can cause water problems, a valuable and necessary source for an economy based largely on agriculture.

This dissertation is about the dam of Boudiéri located in the township of Kantchari. This dam was built in 1962., and to propose optimal solutions for its rehabilitation in order to strengthen the structure and increase the restraint. It is important to note that despite the various rehabilitation works carried out between 1978 and 2012, the weir presents risks of rupture. In order to propose better solutions, a diagnosis pushed of the work has been made on the dam and the spillway. Out of the analysis of the diagnosis, it has been determined the reasons and the consequences of the deteriorations noted on the dam and solutions brought. One of the findings is that the dam of the dam doesn't present risk of rupture.

One of the major solutions proposed is the change in the nature of the weir formerly in radiated or submersible form in creager type with the possibility of enhancement by fuse blocks at end of diagnostic analysis, the solution found is to change the nature of the spillway which was formerly in radiant or submersible, into creager type, with a possibility of raising by fusible blocks. The use of the fusible blocks will increase the capacity of water retention of **28.25%** which was at design **4 200 000 m³** in 1962.

The improvements to be made to the structure will amount to 1,673,480,243 CFA francs, which will relieve the population and the users of the dam.

Key words:

-
- 1 - Diagnosis**
 - 2 - Optimization**
 - 3 - Dam**
 - 4 -Boudiéri**
 - 5 – Kantchari**

LISTE DES ABREVIATIONS

AITB : Association des Ingénieurs et Techniciens en Génie Civil du Burkina

CAFI : Compagnie Africaine d'Ingénierie

CIEH : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques

C.N.B.B. : Comité National des Barrages au Burkina

DEIE : Direction de l'Etude et de l'Information sur l'Eau

DGIH : Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques

EIER : Ecole d'Ingénierie de l'Equipement Rural

FAO : Fonds des Nations Unies pour l'Agriculture et l'Alimentation

GID : Générale de l'Ingénierie pour le Développement

M.E.A : Ministère de l'Eau et de l'Assainissement

PGES : Plan de Gestion Environnemental et Social

ORSTOM : Institut Français de Recherche Scientifique pour le développement et la
Coopération

ONBAH : Office National de Barrages et des Aménagements Hydro-agricoles

ZAT : Zone d'Appui Technique

SOMMAIRE

<i>DEDICACE</i>	<i>ii</i>
<i>REMERCIEMENTS</i>	<i>iii</i>
<i>RESUME</i>	<i>iv</i>
<i>ABSTRACT</i>	<i>v</i>
<i>LISTE DES ABREVIATIONS</i>	<i>vi</i>
<i>LISTE DES TABLEAUX</i>	<i>ix</i>
<i>LISTE DES FIGURES</i>	<i>x</i>
<i>INTRODUCTION</i>	<i>1</i>
<i>OBJECTIFS DU TRAVAIL</i>	<i>3</i>
<i>CADRE DE L'ETUDE</i>	<i>4</i>
<i>I. DESCRIPTION DU BARRAGE DE BOUDIERI</i>	<i>4</i>
<i>II. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET NATURELLES DE LA COMMUNE DE KANTCHARI</i>	<i>5</i>
<i>MATERIEL ET METHODES</i>	<i>7</i>
<i>RESULTATS</i>	<i>9</i>
<i>CHAPITRE 1 : ETUDE DIAGNOSTIQUE</i>	<i>9</i>
<i>I. ETATS DES DEGRADATIONS DU BARRAGE DE BOUDIERI</i>	<i>9</i>
<i>II. CAUSES ET CONSEQUENCES DES DEGRADATIONS</i>	<i>15</i>
<i>CHAPITRE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE</i>	<i>17</i>
<i>CHAPITRE 3 : CONCEPTION GENERALE DU BARRAGE</i>	<i>28</i>
<i>I. PRESENTATION DE LA DIGUE DE BOUDIERI</i>	<i>28</i>
<i>II. ETUDE DE L'EVACUETEUR DE CRUES</i>	<i>30</i>
<i>III. CHOIX DU TYPE DE DÉVERSOIR</i>	<i>32</i>
<i>CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES BLOCS FUSIBLES ET ÉTUDE DE DEUX VARIABLES</i>	<i>34</i>

I. DIMENSIONNEMENT DES BLOCS FUSIBLES.....	34
II. ETUDES DE DEUX VARIABLES.....	35
III. ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIAL.....	37
DISCUSSION ET ANALYSES.....	38
I. LONGUEUR DE LA DIGUE ET DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE BOUDIERI	38
II. COTE DE CALAGE DU DEVERSOIR.....	38
III. DEBIT DE PROJET.....	38
IV. AVANTAGES DU DEVERSOIR.....	39
V. DIFFICULTES DE LA MISE EN ŒUVRE DU PROJET.....	40
VI. ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	41
VII. AVANTAGES DES BLOCS FUSIBLES.....	41
CONCLUSION.....	42
RECOMMANDATIONS.....	43
BIBLIOGRAPHIE.....	44
ANNEXES.....	45

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Les différentes spéculations maraichères	13
Tableau 2: Synthèse des causes et conséquences	15
Tableau 3:Caractéristiques du bassin-versant du barrage de BOUDIÉRI	17
Tableau 4:Pluie journalière maximale.....	18
Tableau 5:Calcul du temps de base	19
Tableau 6: Calcul du temps de montée	19
Tableau 7:Paramètres pour le tracé de l'hydrogramme de crue	20
Tableau 8:Paramètres utilisées par la formule de RODIER et AUVRAY.....	21
Tableau 9:Calcul de la crue décennale par la méthode de Rodier et Auvray.....	21
Tableau 10:Paramètres utilisées par la formule de Puech et Chabi	22
Tableau 11:Calcul de la crue décennale par la méthode de régressions linéaires du CIEH.....	22
Tableau 12: Choix de la crue décennale (Q10).....	23
Tableau 13:Paramètres utilisées pour la détermination du coefficient C_{100}	23
Tableau 14:résultats du calcul de la crue de projet	24
Tableau 15: Calcul du volume du barrage	24
Tableau 16: Evaluation des besoins agricoles.....	26
Tableau 17:Estimation des besoins pastoraux.....	26
Tableau 18: Evaporation dans la retenue	27
Tableau 19: Calcul de l'effet des vagues	29
Tableau 20: Détermination de la revanche.....	29
Tableau 21:Caractéristiques de la digue de Boudiéri.....	30
Tableau 22: Position d'un déversoir	30
Tableau 23:Longueur du déversoir en fonction de la lame d'eau.....	31
Tableau 24: Caractéristiques des chicanes	33
Tableau 25:Prédimensionnement du mur Bajoyers	33
Tableau 26: Vérification des stabilités du mur Bajoyer	33
Tableau 27:Détermination de l'épaisseur en fonction de la hauteur choisie	34
Tableau 28: Vérification des moments sur les blocs.....	35
Tableau 29: Synthèse de calcul de débit de basculement sur les blocs.....	35
Tableau 30: Paramètres utilisés pour le calcul du volume de béton	36
Tableau 31: Volume de béton pour l'évacuateur de crue	36

Tableau 32: Estimation du cout de l'évacuateur de crue en fonction des dosages du béton 37

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Barrage de Boudiéri	4
Figure 2: Nids de poule sur la digue du barrage	9
Figure 3: Présence d'arbre sur le talus aval	9
Figure 5: Départ du béton sur le déversoir	10
Figure 4: Dégradation de la crête	10
Figure 6: Garde de corps en mauvais état	11
Figure 7: Bassin de dissipation.....	11
Figure 8: Chenal d'évacuation	12
Figure 9: La prise d'eau	12
Figure 10: Mauvais état de fonctionnement des vannes	14
Figure 11: Bassin versant et réseau hydrographique.....	17
Figure 12: Hydrogramme de crues	20
Figure 13: Courbe Hauteur-Volume.	25
Figure 14: Courbe Hauteur- Surface	25
Figure 15: Calcul des dépôts solides	27
Figure 16: Mur bajoyer	33
Figure 17: Présentation d'un bloc fusible	34
Figure 18: Pluie de la station de Diapaga.....	39
Figure 19: Modèle de dalot pour le barrage de Dakiri	40
Figure 20: Barrage de Ziga.....	40

INTRODUCTION

Le Burkina Faso est un pays sahélien avec une irrégularité des pluies, ce qui fait de l'eau une ressource rare. Les premières retenues ont donc vu le jour à partir des années 1920, dans le cadre d'apporter quelques solutions au problème. Toutefois, le pays a été sévèrement touché par les grandes sécheresses de 1970-1980, occasionnant une pénurie d'eau. C'est ainsi que pour y faire face, des ressources en eau ont été mobilisées à travers la construction de milliers de barrages et retenues d'eau à partir des années 1970 ; année à partir de laquelle un nombre important d'ouvrages a été réalisé (**Nacanabo & al ; 2015**).

Plus de 5000 villages sur les 8000 et près de 8 millions de personnes sur 16 millions soit ½ de la population dépendent de ces retenues d'eau. Ces retenues d'eau sont donc d'une importance capitale non seulement pour pallier aux problèmes de manque d'eau, mais aussi pour améliorer les conditions de vie des villages bénéficiaires et au passage participer dans l'atteinte d'une autosuffisance alimentaire.

Malheureusement, plusieurs de ces ouvrages construits au cours des années 1970 connaissent des dégradations. En effet, on dénombre près de 47% de barrages sont en mauvais état sur plus de 1001 que compte le pays (**Nacanabo & al. ; 2015**).

Face à ce phénomène de dégradation qui s'accroît au fil des années, il est donc opportun que des études de réhabilitation soient entreprises si l'on veut conserver ces ouvrages. C'est dans cette logique que s'inscrit notre présente étude sur l'un des barrages les plus dégradés de la région de l'Est ; celui de Boudiéri. Le barrage de Boudiéri a été construit en 1962. Sa première réhabilitation effectuée en 1978 et le second en 2012. Néanmoins, il reste toujours dans un état d'alerte de rupture selon le rapport d'étude de réhabilitation fait par GID/CAFI.

C'est ainsi que notre présent mémoire de fin de cycle a pour thème : << ***Diagnostic et optimisation du barrage de Boudiéri dans la commune de Kantchari au Burkina Faso***>>.

Le présent document sera traité selon le schéma suivant :

- Mener une étude diagnostics du barrage afin de faire ressortir les pathologies et les causes de dégradations.
- Mener une étude comparative des différents types d'ouvrages
- Etudier les possibilités de rehaussement de la capacité de la retenue

Pour traiter de ce thème, nous avons été reçus par la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) qui est sous la tutelle du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (M.E.A) et est situé à Ouaga 2000. ;

La Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) a pour mission d'élaborer et de faire suivre la mise en œuvre des politiques et stratégies nationales dans les domaines des infrastructures hydrauliques (ouvrages de mobilisation, de gestion, de distribution des ressources en eau), en relation avec les structures du département et celles des ministères techniques concernés.

OBJECTIFS DU TRAVAIL

1. Objectif général

L'objectif général est d'établir un diagnostic sur l'état de dégradation du barrage de Boudiéri et de proposer une optimisation de ce dernier.

2. Objectifs spécifiques

- Faire l'état des lieux actuel du Barrage
- Ressortir les causes et conséquences de ces dégradations
- Mener une étude comparative entre 2 variantes
- Optimiser le volume de la retenue

CADRE DE L'ETUDE

I. DESCRIPTION DU BARRAGE DE BOUDIERI

L'accès au village de BOUDIERI à partir de Fada N'Gourma, chef-lieu de la région de l'Est se fait principalement par la route nationale N°4 (axe Fada-Kantchari) sur 151 km jusqu'à Kantchari. La digue est située à 25 km sur la N°19 à l'entrée du village de BOUDIERI et sert de route.

La distance totale à parcourir de Fada N'Gourma au site du barrage est d'environ 176 km dont 151 km de route bitumée et 25 km de piste.

Les coordonnées GPS de la digue sont :

Longitude : 01° 09' 49.2''E

Latitude : 12° 19' 24.2'' N prise sur la digue.



Figure 1: Barrage de Boudiéri

Selon le rapport d'étude mené par GID/CAFI, le barrage de Boudiéri a pour usage principal :

- Le franchissement du cours d'eau : la fonction première de la digue routière de BOUDIERI est de permettre le franchissement du cours d'eau par la N19 ;
- L'exploitation agricole : le stockage de l'eau dans le barrage a favorisé le développement d'une exploitation agricole surtout maraîchère en aval du barrage. Les spéculations pratiquées sont principalement la tomate, l'oignon, le chou, le maïs, la patate, la pomme de terre grâce à un périmètre de 27 ha aménagé en aval depuis 1978. L'eau du barrage

tarit vers la fin du mois de mars ;

- La satisfaction des besoins en eau des populations et des animaux : la présence du plan d'eau permet la satisfaction de nombreux besoins en eau des populations du village et de leurs animaux. Les besoins de lavage, de construction, d'artisanat et de consommation (à partir des puisards) sont comblés par l'eau stockée dans le barrage. De même, les animaux de l'élevage domestique, le cheptel des environs du village ainsi que les animaux en transhumance s'abreuvent dans le barrage ;
- La pêche : le plan d'eau du barrage favorise le développement d'une faune aquatique notamment de poissons qui sont pêchés à la ligne et par d'autres techniques artisanales avant le tarissement du plan d'eau.

II. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET NATURELLES DE LA COMMUNE DE KANTCHARI

Les caractéristiques physiques et naturelles de la commune de Kantchari proviennent de l'étude monographique de la commune dont Boudiéri en fait partie.

1. Relief

La commune rurale de Kantchari fait partie d'une vaste pénéplaine qui occupe toute la partie centrale du Burkina. Ainsi dans l'ensemble le relief de la zone est relativement plat, avec quelques buttes cuirassées isolées.

2. Climat

Le climat de la zone est de type tropical Nord soudanien avec deux saisons :

- une saison sèche qui dure huit mois (d'octobre à mai) ;
- une saison pluvieuse qui dure quatre mois (de juin à septembre).

Pendant les quinze dernières années, la pluviométrie moyenne annuelle enregistrée est de 725,3 mm. Pour cette période, la hauteur maximale a été de 1174 mm en 53 jours enregistré en 1994 et la hauteur minimale a été de 541 mm en 35 jours enregistré en 2000.

Du fait de la baisse générale des pluviométries, la commune de Kantchari se retrouve davantage entre les isohyètes 700 et 900 mm.

3. Sols

Les principaux types de sols rencontrés dans la commune rurale de Kantchari sont de trois types :

- Les sols sablo argileux qui sont généralement utilisés pour les cultures du coton, de sorgho et de mil ;
- Les sols sablonneux, utilisés pour les cultures d'arachide ;

- Les sols argileux, sont des sols lourds de bas-fonds surtout aptes pour la culture de riz.

4. Végétations

Le couvert végétal fait partie de la zone Nord Soudanienne avec des formations naturelles essentiellement de type savane arbustive et savane arborée à différents stades de dégradation.

Le paysage de la zone de Kantchari est surtout dominé par une savane arbustive à *Acacia* sp, *Combretum micranthum*, *Combretum gazalense*, *Balanites aegyptiaca*. Le long des cours d'eau, on rencontre des espèces comme *Mitragyna inermis* et *Khaya senegalensis*.

5. Cours d'eau

La commune rurale de Kantchari appartient au bassin du Niger. Son réseau hydrographique est essentiellement constitué par un cours d'eau temporaire, le Diamangou et ses affluents

MATERIEL ET METHODES

I. METHODOLOGIE

La démarche à suivre pour atteindre les objectifs du projet se fera comme suit :

La recherche documentaire et la collecte des données au près des structures compétentes. Dans cette partie, il sera question, de :

- Revoir les rapports des études concernant plusieurs barrages
- Collecter les données pluviométriques, de l'évapotranspiration et de la température du site choisi.
- Effectuer une visite terrain sur plusieurs barrages afin de mener un diagnostic complet sur l'ensemble de ces retenues.

La justification du choix du site : pourquoi est-il plus intéressant d'étudier l'ouvrage ?

Le dimensionnement du barrage afin de mener une étude comparative sur 2 variables que l'on aurait déterminer.

II. MATERIELS

1. Études diagnostics

Pour mener à bien cette étude, nous avons élaborer une fiche d'observation à partir du logiciel sphinx.

Aussi avec un GPS, nous avons pris les coordonnées de la digue sur le terrain.

Pour l'analyse diagnostic, nous avons utilisé un appareil photo afin de mieux visualiser les différentes anomalies qui nous aurait échapper sur le terrain.

2. Délimitation du bassin versant

A partir des images satellitaires prises sur Google Earth Pro, a été mené une étude sommaire de la présentation du barrage de Boudiéri.

Ensuite, avec l'aide de Global Mapper V.16, délimité le bassin versant dudit barrage, ressortit le réseau hydrographique et les courbes de niveau.

3. Estimation des besoins de l'irrigation

Il a consisté à prendre connaissance des différentes cultures pratiquer au près du chef de Zone d'Appui Technique (ZAT) de Kantchari.

Ensuite, nous avons à l'aide du logiciel Cropwat 8.0, déterminer les différents paramètres des cultures à savoir :

- Le coefficient cultural (K_c)
- La durée de cycle de chaque culture
- La profondeur maximale d'enracinement

RESULTATS

CHAPITRE 1 : ETUDE DIAGNOSTIQUE

I. ETATS DES DEGRADATIONS DU BARRAGE DE BOUDIERI

Le diagnostic du barrage de Boudiéri est inspiré du travail de **Parkouda (2015)** portant sur les pathologies des barrages.

1. La Digue

La digue du barrage est une digue routière en remblai argileux compacté. La crête de la digue est protégée par de la latérite. Les talus amont et aval sont protégés par du perré sec.

L'état actuel de la digue présente des nids de poule sur la petite base roulante. Aussi, sur le talus amont, il y'a présence d'arbre et de termitière. A cela, on note un départ des protections en perrés sur le flanc amont en certains endroits (Fig.2).



Figure 2: Nids de poule sur la digue du barrage

Figure 3: Présence d'arbre sur le talus aval

Du côté aval de la digue, notons la présence d'arbre et la présence des griffes d'érosion du talus par endroit. Le perré de protection est couvert de terre donnant l'impression de son inexistence. L'image ci-dessous illustre bien les détails.

2. Le Déversoir

Le déversoir sous forme radier est composé d'un corps de 220 m et de deux rampes de 50 m chacune soit une longueur totale de 320 m.

Le corps du radier ainsi que les deux rampes sont constitués de remblai compacté enveloppé de dalles en béton armé d'épaisseur 15 cm. Les dalles sont coulées en plots de 5 m (**Groupement GID/CAFI**).

Les différentes dégradations constatées sur le déversoir sont :

- Une forte dégradation des crêtes sur les côtés amont et aval du déversoir laissant apparaître deux couleurs distinctes de l'eau. Ceci pourrait causer un danger pour les usagers de la route qui n'y prête pas attention
- Une destruction des gardes corps sur les côtés du déversoir et souvent inexistant par endroit ;
- Un déchaussement du béton des dalles en aval du déversoir

Ces dégradations sont les seules constatées car la période ne favorisant pas la vue dans la partie amont de déversoir. Toutes ces dégradations seront illustrées par les figures ci-dessous.



Figure 5: Dégradation de la crête



Figure 4: Départ du béton sur le déversoir



Figure 6:Garde de corps en mauvais état

3. Le Bassin de dissipation

Il existe en aval du déversoir radier, un bassin de dissipation de type II USBR en béton armé. Il a une longueur de 3,45 m et une profondeur de 40 cm.

Les dégradations constatées sont entre autres des blocs de chicanes arrachés, des cages de gabions et une désorganisation du perré sec.



Figure 7: Bassin de dissipation

4. Le Chenal d'évacuation

Les moellons sont dispersés à ce niveau occasionnant un mauvais fonctionnement du chenal d'évacuation qui se traduit par une déviation du cours d'eau au niveau des berges ; il y'a aussi possibilité d'érosion des berges.



Figure 8: Chenal d'évacuation

5. La cuvette

Dans le rapport de GID/CAFI, il y'a présence d'eau jusqu'au mois de Mars. A partir des images satellitaires prises sur Google Earth Pro, il apparait des plans de cultures à l'intérieur de la cuvette. Ces images montrent l'état de la cuvette pendant la période de décrue allant de Octobre à Juin.

6. La prise

La prise est située du côté aval de la rive gauche et est en bon état.



Figure 9: La prise d'eau

7. Le périmètre irrigué

En aval du barrage, il y a un périmètre aménagé de 27 ha dont 25 ha sont exploitables, les 2 ha restants sont inondés par les eaux. L'exploitation du périmètre se fait de septembre à mars chaque année. Les spéculations produites sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 1: Les différentes spéculations maraichères

Spéculation	Rendement(t/ha)	Production(t)	Superficie (ha)
Oignons	20	140	7
Pomme de terre	20	100	5
Chou	18	108	6
Tomate	20	40	2
Patate douce	20	30	1,5
Poivron	30	180	6
Pastèque	6	12	2

Le périmètre est structuré comme suit :

- Un canal primaire de forme trapézoïdale de 1,50 m de largeur en gueule et 0,55 m de profondeur et d'une longueur totale de 481 m en section trapézoïdale et de 594 m de section rectangulaire soit une longueur totale de **1 075 m** ;
- Cinq (05) canaux secondaires de section rectangulaire de 0.25 m de largeur et 0,40 m de profondeur avec les longueurs suivantes : CS1= 600 m, CS2=378 m, CS3= 326 m, CS4= 122 m, CS5= 120 m, CS6= 120 m.

Soit une longueur totale de canaux secondaire de **1 666 m**.

Le périmètre a été aménagé en 1978 pendant les travaux de réfection du déversoir radier du barrage. De nos jours tous les canaux sont dans un état de dégradations très avancé (vétusté) qui nécessite leur renouvellement.

Le constat qui a été mené sur le terrain lors de notre visite laissait voir des canaux revêtus par la végétation, des vannes TOR en mauvais état et des canaux inondés car la vanne en amont est ouverte. Les dalles de franchissement sont en mauvais état. Les figures 10 et 11 illustrent le constat :



Figure 10: Mauvais état de fonctionnement des vannes



Figure 11 : Canal inondé avec une dalle en mauvais état

II. CAUSES ET CONSEQUENCES DES DEGRADATIONS

Les différentes causes et leurs conséquences sont résumées dans le tableau 2 ci-dessous.

Tableau 2: Synthèse des causes et conséquences

Parties de l'ouvrage		Cause des dégradations	Conséquences
Digue	Crête	Manque d'entretien	Favorise l'infiltration ;
		Non-respect des périodes de circulation sur une couche de roulement en terre	Infiltration de l'eau dans la digue
	Talus aval	Eau de ruissèlement ;	Favorise l'infiltration des eaux
		Présence des arbustes et des arbres.	Fissuration de la digue avec fuite d'eau
			Rupture de la digue par Renard
	Talus amont	Pression de l'eau ;	Favorise l'infiltration des eaux ;
		Présence d'arbuste ; de termitière	Infiltration de l'eau dans la digue, risque de rupture
Muret de crête aval	Non réalisé	Les eaux qui tombent sur la crête de la digue ruissèlent directement sur le talus aval ;	
Evacuateur de crue	Déversoir	Infiltration d'eau sous les plots	Départ du remblai compacté avec risque d'effondrement des dalles
	Bassin de dissipation	Muret de blocage du tapis cassé	Départ des moellons de protection

	Chenal d'évacuation	Dispersion des moellons	Pratique de la pêche
Ouvrages de prise		Ouvrage de vidange	Inondation du périmètre
Aménagements	Canaux	Vieillessement du béton des canaux	Pertes d'eau dans le transport par fuite
	Réseau de drainage	Dépôts solides	Ne joue plus son rôle

CHAPITRE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE

I. CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant du Barrage de Boudiéri a été délimité à partir du logiciel Global Mapper V.16.

Il a une superficie de **1385.9 km²** et un périmètre de **167.5 km**.

Le réseau hydrographique est visible sur la figure ci-dessous (Fig.11).

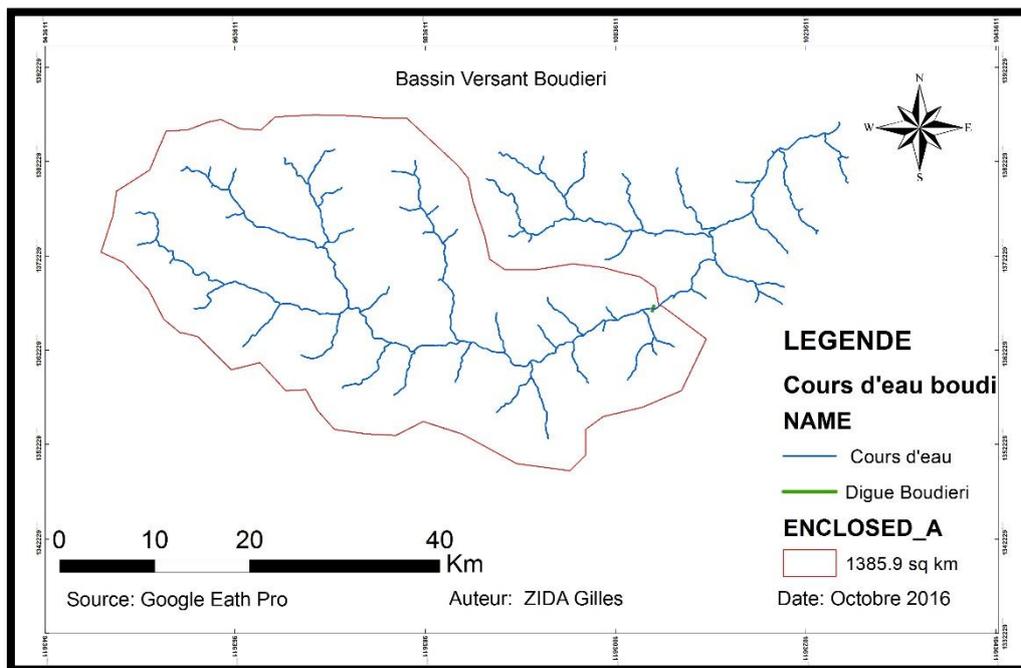


Figure 11: Bassin versant et réseau hydrographique

Les caractéristiques sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 3:Caractéristiques du bassin-versant du barrage de BOUDIÉRI

Définition	Valeur	Unité
S : Superficie	1385.9	Km ²
P : Périmètre	167.5	Km
L : Longueur du rectangle équivalent	61.05	m
I : Pente longitudinale	0.69	‰
Icomp : Indice de compacité	1.27	‰
Ig : Indice global de pente	1.39	m/km
Dénivelée spécifique Ds	51.83	m
Régime climatique	Sahélien	

Kr10 : Coefficient de ruissellement décennal	19 ,64	%
K : Coefficient de pointe	2 ,6	
Classe de relief	R1	
Classe de perméabilité	I ou P3	
Type de bassin versant	R1P3.	

Le Bassin versant de Boudiéri à un relief relativement faible pour $I < 2\%$. Le sol est à dominance granitique selon la carte géologique du Burkina Faso ce qui lui confère un caractère relativement imperméable avec des zones perméables d'étendues notables.

L'indice de compacité $I_{comp} > 1$, le bassin a une forme allongée.

II. ÉTUDE DE CRUE

La crue qui est caractérisée par un débit de fréquence rare exprime une augmentation instantanée du volume d'eau qui transite par le cours d'eau. La crue de projet adoptée est celle que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages ; afin de se mettre dans une plus grande sécurité. Le barrage de BOUDIERI sera dimensionné pour évacuer la crue centennale, c'est à dire la crue susceptible de se produire une fois tous les 100 ans.

Le cours d'eau à barrer n'étant pas suivi du point de vue hydrologique, la détermination des débits de crue se feront par la méthode déterministe de l'ORSTOM de AUVRAY et RODIER et la méthode de régressions linéaires de PUECH et CHABI.

3. Détermination des paramètres de calcul

a. Pluie journalière décennale (P10) et centennale journalière (P100)

Les pluies journalières décennales P10 et centennale journalière (P100) sont déterminées à partir des séries pluviométriques de la station de DIAPAGA obtenue à la Direction Générale de la Météorologie.

Tableau 4: Pluie journalière maximale

Station	Nombre d'années d'observation	P ₁₀ (mm)	P ₁₀₀ (mm)
DIAPAGA	72	96,35	139,71

b. Coefficient d'abattement

La précipitation moyenne sur le bassin-versant P_{m10}, est obtenue en multipliant la hauteur de précipitation ponctuelle P₁₀ par le coefficient d'abattement A, déterminé par l'équation simplifiée de Villaume en 1974. Le calcul donne une valeur de **0.6**

c. Temps de base (T_b), temps de montée (T_m)

Les temps de base et de montée des eaux ont l'exutoire du barrage été également déduits des abaques de la méthode d'Auvray-Rodier (F.A.O;1996).

- **Temps de base (T_b)**

Pour une pente avec I_g proche de 3 m/km, l'hydrogramme décennal est considéré comme unitaire quel que soit la superficie du bassin-versant.

Les résultats sont consignés dans le tableau 5.

Tableau 5: Calcul du temps de base

S (km ²)	a	b	I _g	T _b (mn)	T _b (heures)
1385.9	250	300	2,04	3444.46	57.4

On a **T_b=57.4heures**

- **Temps de montée (T_m)**

En zone sahéenne, pour I_g proche de 3 m/km et pour les bassins versants de superficie S ≥ 11 km² et d'infiltrabilité I ou RI, on a T_{m10} = a*S^{0.35}+ b. Les résultats sont consignés dans le tableau 6.

Tableau 6: Calcul du temps de montée

S (km ²)	a	b	I _g	T _m (mn)	T _m (heures)
1385.9	100	75	1.39	1332.5	22

A partir des temps de base et de montée, la détermination du débit de cassure est obtenue en appliquant la formule de GRISELLON, HERTER et LAHAYE. Sa valeur est : **Q = 7.56 m³/s**.

Le temps de cassure est obtenu en prenant l'équation d'une droite (D) passant par les points $\left(\begin{smallmatrix} 11 \\ 172 \end{smallmatrix}\right)$; $\left(\begin{smallmatrix} 20 \\ 0 \end{smallmatrix}\right)$. Nous obtenons l'équation de droite suivante : **y = -19.11x + 382.22**. Après résolution, le temps de cassure est de **T_c = 19.60 heures**. Les paramètres pour le tracé de la courbe se résume dans le tableau 7 :

Tableau 7: Paramètres pour le tracé de l'hydrogramme de crue

Temps (h)	Débits (m ³ /s)
0	0
22	555,2
27,33	6,37
57,4	0

L'hydrogramme de crues est donné par la figure :

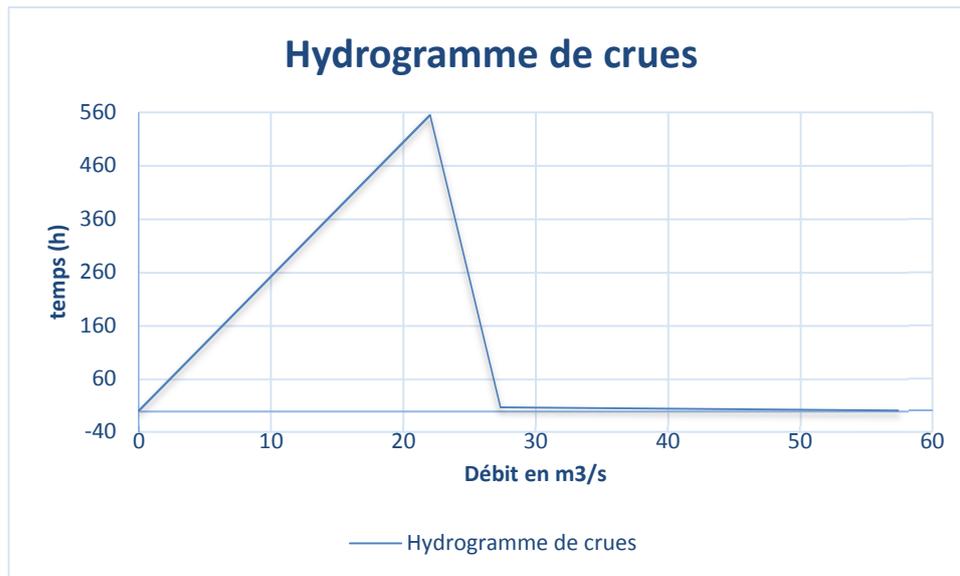


Figure 12: Hydrogramme de crues

d. Coefficient de pointe (k)

On admet que le coefficient de pointe est voisin de 2,6 quelle que soit la superficie du bassin versant (FAO ;1996). Dans le cas du barrage de BOUDIÉRI le coefficient de pointe K sera donc de 2,6.

4. Détermination de la crue décennale par la méthode déterministe

ORSTOM de AUVRAY-RODIER

Cette méthode déterministe, dite aussi méthode de RODIER et AUVRAY, a été publiée dans le bulletin N°54 de la FAO.

Elle a été élaborée par J. Rodier et C. Auvray et s'applique à des bassins versants situés entre les isohyètes 150-200 et 1 200 mm et dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'ha et plus de 1 500 km².

A partir des résultats de 60 bassins versants observés sous des régimes pluviométriques couvrant l'étendue géographique des isohyètes de pluies annuelles comprises entre 150 à 1200

mm, RODIER et AUVRAY ont proposé une estimation de débit de pointe de la crue décennale.

Les paramètres sont consignés dans le tableau 8 ci-dessous :

Tableau 8: Paramètres utilisées par la formule de RODIER et AUVRAY

Symbole	Définition	Valeur	Unité
A	Coefficient d'abattement de Villaume de la pluie en fonction du bassin versant $A = 1 - 0,001 (9 \log T - 0,042 \text{Pan} + 152) \times \log S$	0.6	
S	Superficie du bassin versant	1385.9	km ²
α_{10}	Coefficient de pointe (rapport entre le débit de pointe décennale et le débit moyen décennal)	2,6	
Kr10	Coefficient de ruissellement de la crue décennale	0,1964	décimales
P10	Pluie journalière décennale humide	96,35	mm
Tb	Temps de base de l'hydrogramme de crue	57.4	heures
T	Période de retour de la pluie considérée	10	ans
Pan	Pluviométrie moyenne annuelle	771	mm

Le calcul de débit est résumé dans le tableau 9 :

Tableau 9: Calcul de la crue décennale par la méthode de Rodier et Auvray

S (km ²)	Pan (mm)	P10 (mm)	m	α_{10}	Kr10	T (ans)	Tb (h)	A	Q10 (m ³ /s)
1385.9	771	96,35	1200	2,6	0,1964	10	29	0,72	57,43

5. Détermination de la crue décennale par la méthode de régressions linéaires du CIEH

La formulation retenue pour retrouver l'expression de la crue décennale, est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \cdot S^s \cdot P_{an}^p \cdot I_g^i \cdot K_{r10}^k \cdot D_d^d \dots$$

En fait, cette méthode est une méthode statistique avec plusieurs variantes fonction de l'appartenance du bassin à un découpage climatique, une position géographique, un découpage pour un pays ou un groupe de pays.

En se basant sur les études récentes du CIEH (C.Puech et D.Chabi Gonni) et en tenant compte des caractéristiques du bassin et de son emplacement et aussi du régime climatique de la zone, l'équation de débit décennal envisageable est la meilleure formulation la plus récente (1996) en zone climatique sahélienne, calée et validée pour une soixantaine de bassins versants du Burkina Faso, et qui s'appuient sur deux ou trois variables caractéristiques du débit :

Nous utiliserons alors les formules de régression linéaire suivantes, qui sont bien indiquées pour le Burkina Faso et pour la zone du projet :

- Equation N°39 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S et Kr10
- Equation N°40 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S, Ig et Kr10

Les paramètres utilisés pour le calcul sont les suivants :

Tableau 10: Paramètres utilisées par la formule de Puech et Chabi

Symbole	Définition	Valeur	Unité
S	Superficie du bassin versant	1385.9	km ²
Ig	Indice global de pente	2,04	m/km
P _{an}	Pluie moyenne annuelle	771	mm
K _{r10}	Coefficient de ruissellement décennal	19,64	%

Les résultats des calculs sont consignés dans le tableau 11 :

Tableau 11: Calcul de la crue décennale par la méthode de régressions linéaires du CIEH

Paramètres	Valeur	Débit de crue décennal Q10 pour les différentes équations		
		N°39	N°40	Valeur retenue
S (km²)	141,04	52,46	49,11	52,46
Ig	2,04			
Kr10	19,64			

La valeur de la crue décennale retenue par la méthode de régression linéaire sera le maximal des deux valeurs trouvées.

a. Crue décennale Q₁₀

Ainsi la valeur de la crue décennale (Q₁₀) adoptée sera la valeur maximale donnée par les deux méthodes et est présentée dans le tableau suivant :

Le choix de la valeur maximale donnée par les deux méthodes empiriques cadre avec le contexte de changements climatiques caractérisé par des averses de plus en plus fortes qui

génèrent des crues importantes et brusques.

Tableau 12: Choix de la crue décennale (Q10)

	Méthode déterministe : ORSTOM	Méthode de régressions linéaires : CIEH	Crue adoptée
Q₁₀ (m³/s)	176.32	138.54	176.32

b. Choix du débit de crue de projet

L'estimation des débits de pointe de la crue de période de retour supérieure à 10 ans, se fera en admettant selon la théorie du Gradex (distributions statistiques des pluies et des débits Gumbeliennes), où toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale.

Le supplément de débit se traduit par un coefficient multiplicateur C supérieur à 1.

Le coefficient majorateur, proposé par GRESILLON, HERTER et LAHAYE et basé sur la méthode du Gradex de GUILLOT et DUBAND, après une étude critique des différents coefficients proposés est de la forme :

$$C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{Kr_{10}}, \text{ pour le calcul de la crue centennale.}$$

Tableau 13: Paramètres utilisées pour la détermination du coefficient C₁₀₀

Symbole	Définition	Valeur	Unité
P ₁₀₀	Pluie maximale journalière centennale humide	139,71	mm
P ₁₀	Pluie maximale journalière décennale humide	96,35	mm
T _b	Temps de base de la crue décennale	57.4	heure
Kr ₁₀	Coefficient de ruissellement décennal	0,1964	décimales
C ₁₀₀	Coefficient de passage du débit de la crue décennale à celui de la crue centennale	3.15	

Les débits de crues de projet s'obtiennent en multipliant le débit de crue décennal par la valeur C_T correspondante à une période de retour de la crue.

Le résultat de calcul de la crue de projet est résumé comme suit :

Tableau 14: résultats du calcul de la crue de projet

P10 (mm)	P100 (mm)	Tb (heures)	Kr10	Q10(m ³ /s)	C100	Q100Calculé (m ³ /s)	Q100 Retenu (m ³ /s)
96,35	139,71	57.4	0,1964	176.32	3.15	555.11	555.2

On aura une crue de projet $Q_p = 555.11 \text{ m}^3/\text{s}$ **arrondi à 555.2 m³/s.**

III. ETUDE ET BILAN DE LA RETENUE

1. Courbe Hauteur-volume et hauteur-surface

Les données de base pour l'étude initial du barrage de Boudiéri effectuées en 1960 par l'Office National des Barrages et des Aménagements Hydro-Agricoles (**O.N.B.A.H°**) ont permis de tracer la courbe hauteur volume suivant en prenant en compte délimitation du cours d'eau et du volume initial de stockage.

Le tableau 15 résumé les résultats obtenus :

Tableau 15: Calcul du volume du barrage

Calcul de Volume d'un barrage a différentes cotes						
Cote(m)	hi (m)	Si (ha)	S moy (m ²)	Vol i m ³	Vol total(m ³)	Cote correspondante (m)
229		0				
	0,5		100800	50400	50400	229,5
229,5		20				
	0,5		504000	252000	302400	230
230		81				
	0,5		1310400	655200	957600	230,5
230,5		181				
	0,5		2520000	1260000	2217600	231
231		323				
	0,5		4132800	2066400	4284000	231,5
231,5		504,00				

Les figures 13 et 14 présentent les courbes hauteur-volume et hauteur-surface suivant :

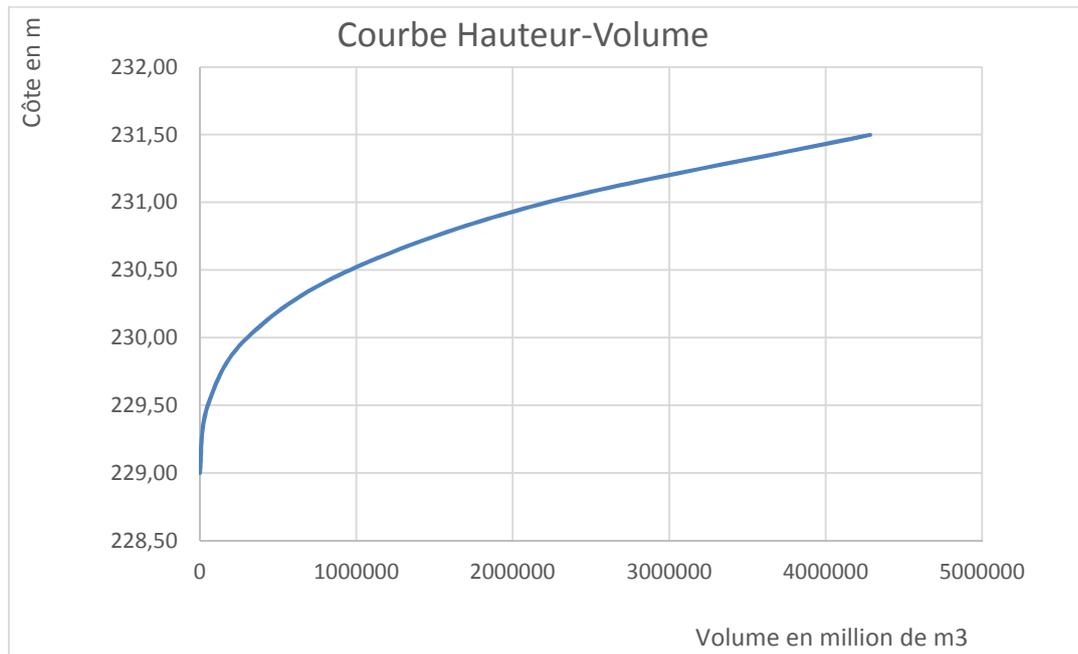


Figure 13: Courbe Hauteur-Volume.

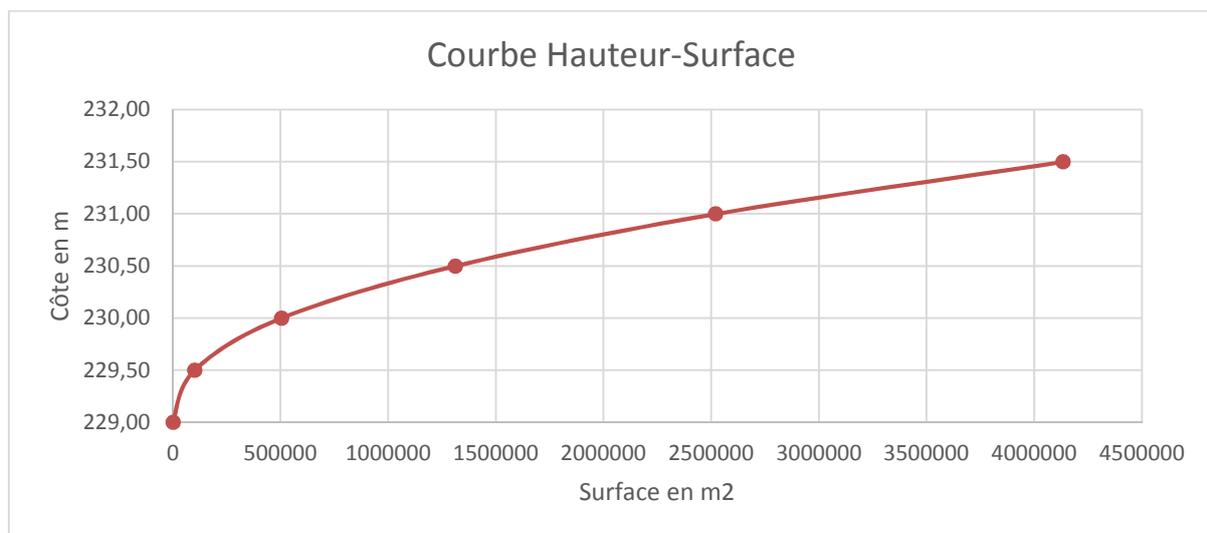


Figure 14: Courbe Hauteur- Surface

2. Évaluation des besoins agricoles, pastoraux et des pertes

a. Évaluation des besoins agricoles et pastoraux

Après avoir effectué tous les calculs, nous utiliserons les besoins en eau de la plante la plus défavorable pour le dimensionnement de la retenue.

Pour se mettre à l'abri de tous, nous considérons que nous allons planter de l'oignon, qui est la plante la plus défavorable sur tous les 25 ha.

Les calculs effectués sont résumés dans le tableau 16 suivant

Tableau 16: Evaluation des besoins agricoles

Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
Durée	15,000	30,000	31,000	31,000	28,000	30,000
kc équivalent	0,500	0,800	1,050	1,050	0,871	0,850
ET0 (mm/j)	5,805	7,798	8,474	9,173	10,842	11,658
ETM (mm/j)	2,903	6,238	8,898	9,632	9,448	9,909
ETM (mm)	43,538	187,152	275,829	298,578	264,552	297,284
P (mm)	36,408	0,468	0,190	0,000	0,560	4,608
Pe(mm)	21,845	0,281	0,114	0,000	0,336	2,765
ETM-Pe (mm)	21,693	186,871	275,714	298,578	264,216	294,519
Besoins nets (m3/ha)	216,927	1868,712	2757,145	2985,779	2642,161	2945,193
Besoin en eau	5423,175	46717,8	68928,615	74644,4738	66054,03	73629,825
BESOINS NETS TOTAUX par campagne (m³) =somme des besoins nets x Superficie (ha)	335 398					

Pour une campagne, les besoins agricoles sont estimés à **335 398 m³** par campagne. Or, la population de Boudiéri par année, cultive 2 fois soit un volume total de **670 796 m³**.

Les besoins pastoraux ont été déterminés sur la base de 10 000 têtes de bovins, pour une consommation spécifique de 40 l/j/tête. et de 5 000 têtes d'ovins, pour une consommation spécifique de 5l/j/tête (**I. GUEYE ; 2012**)

L'estimation de ces besoins sont résumés comme suit :

Tableau 17: Estimation des besoins pastoraux

Mois		Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
Besoins Pastoraux (m ³)	Bovins	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000	12000
	Ovins	750	750	750	750	750	750	750	750	750
Total besoin/ mois (m³)		12750	12750	12750	12750	12750	12750	12750	12750	12750

b. Évaluation des pertes

- Infiltration

N'ayant pas l'étude de base sur la nature du sol, l'hypothèse de calcul est de 2.5 mm/j pour l'infiltration dans le cadre de l'étude présent.

Les pertes sont estimées à **687.5 mm/an**.

- Évaporation

Les données d'évaporation considérées sont les données recueillies au niveau de la station météo. A partir de ces données, l'évaporation moyenne mensuelle est de **240,11**

mm/mois ± 65,15 mm/mois, d'où une évaporation moyenne journalière de **8 mm/jour**. Les résultats des ensembles des pertes sont consignés dans le tableau ci- dessous :

Tableau 18: Evaporation dans la retenue

Mois	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
Evaporation (mm)	179,957	233,957	264,41	286,41	303,473	366,11	322,153	277,6	208,818

- Calcul des dépôts solides

L'eau de ruissellement sur le bassin versant entraine avec elle des matériaux solides qu'elle arrache tout au long du parcours. Le calcul des dépôts solides permettra de quantifier l'arrivée de ces matériaux dans la retenue.

Pour l'estimation de ces dépôts ; nous utiliserons deux formules empiriques de calcul dont celui de GOTTSCHALK et du CIEH-EIER (GRESILLON) qui sont les plus utilisées au Burkina Faso (**KARAMBBIRI H., 1998**) et synthétisé comme suit :

Figure 15: Calcul des dépôts solides

S (km ²)	P (mm)	D ₁ (m ³ /km ² /an)	V ₁ (m ³ /an)	D ₂ (m ³ /km ² /an)	V ₂ (m ³ /an)	V _{moyen} (m ³ /an)
1385,9	771	126,12	174 796,23	130,96	181 497,70	178 146,96

Les pertes sont estimées à **178 146.96 m³/an**.

CHAPITRE 3 : CONCEPTION GENERALE DU BARRAGE

I. PRESENTATION DE LA DIGUE DE BOUDIERI

Le choix du type de digue dépend essentiellement des matériaux qui ont été identifiés dans les zones d'études, de la faciliter d'exécution et aussi de l'économie que l'on peut faire sur le projet. Au Burkina Faso, il existe une multitude de barrage en fonction de la nature de la digue.

1. Typologie des barrages au niveau national

La typologie des barrages au Burkina Faso a été établi par le Comité National des Barrages au Burkina (C.N.B.B.) en collaboration avec l'Association des Ingénieurs et Techniciens en Génie Civil du Burkina (A.I.T.B), dans le rapport final de l'«*Etude sur la classification des barrages au Burkina Faso*» adopté lors de l'atelier de 27 Décembre 2014.

La classification des ouvrages a été fait en fonction des types de matériaux constitutifs et du type d'actions.

a. Barrages en terre homogènes

La majorité des barrages au Burkina Faso sont en terre homogènes. Ceci s'explique par la facilité de mise en œuvre et la disponibilité des matériaux. Nous avons l'exemple des barrages de la Comoé, de Toécé, de Ouagadougou, de Lobi,

b. Barrages en terre zonés

Ces ouvrages sont constitués d'un noyau imperméable en matériau argileux et de recharges en matériaux pulvérulents. C'est le cas des barrages de Kompienga, Ziga, Bagré et Yakouta.

c. Barrages mixtes en terres et gabions

Il s'agit des barrages composites avec une partie amont en terre compactée et une partie aval en gabions rangées en escaliers. Cas du barrage de Menegou.

d. Barrages en enrochement

Il faut noter qu'il n'a pas de barrage entièrement en enrochement. On peut noter que l'un des profils types du barrage de Kompienga est en enrochement.

e. Barrages en béton ou en maçonnerie

Il en existe très peu au Burkina Faso. Toutefois, il y'a des barrages à contreforts en béton comme le barrage de Balavé et de Koutougou ; et, deux (02) barrages poids en maçonnerie (Niofila et Tourni).

f. Barrages de stériles minières

Ces barrages ont apparu avec le développement de l'exploitation minière.

g. Barrages souterrains

Il en existe un seul au Burkina Faso actuellement. C'est le Barrage de Naré dans le Namantenga.

Pour la digue de Boudiéri, elle sera en terre homogène afin de faciliter sa mise en œuvre et de la disponibilité de matériaux.

2. Calcul de la revanche de la digue

Cette présente étude portera sur la côte de calage de la digue et du calcul de la hauteur d'eau maximale.

La digue du barrage à une hauteur $H=2.5m$ selon les estimations fait sur la courbe Hauteur-volume. La hauteur maximale est donnée par la formule suivante : $E= H + h + R$

Avec E : la hauteur du barrage ; hauteur normale de la retenue des eaux : H ; la charge maximale au-dessus du déversoir de crue : $h=1.2 m$; la revanche : R.

➤ Calcul du fetch

La valeur du fetch est donné par la formule suivante :

$$\text{Pente} = \frac{\text{Hauteur barrage}}{\text{Fetch}}. \text{ La valeur de la pente est de } 0.69\%.$$

Elle a pour valeur **3.62 km**.

➤ Effet des vagues

L'effet des vagues h est calculé par les formules de Mallet et Pacquant, de Stevenson, de Molitor.

Tableau 19: Calcul de l'effet des vagues

<i>Formule de Mallet et Pacquant</i>	<i>Formule de Stevenson</i>	<i>Formule de Molitor</i>
1.71 m	0,9m	0.59 m

Le constat est que h est sensiblement égal sauf pour Stevenson, il sera donc retenu la valeur moyenne de $h=1.71m$ pour une plus grande sécurité.

➤ Revanche

Elle sera déterminée par les formules de Mallet et Pacquant et par la formule de Gaillard.

Tableau 20: Détermination de la revanche

<i>Formule de Mallet et Pacquant</i>	<i>Formule de Gaillard</i>
1.55 m	2.51 m

Pour des mesures de conformité avec les anciennes études, sera pris la valeur de **0.5 m**.

La hauteur totale de la digue est de **4.5 m**.

Les autres paramètres de la digue resteront intacts. Les caractéristiques actuelles sont les suivantes :

Tableau 21:Caractéristiques de la digue de Boudiéri

Digue	Type	: digue routière
	Longueur totale avec déversoir (m)	:763
	Largeur en crête (m)	: 4.5
	Pente talus amont	: 1V/2H
	Pente talus aval	: 1V/2H

II. ETUDE DE L'EVACUETEUR DE CRUES

Un évacuateur de crues est un organe de sécurité qui permet d'éviter le débordement non contrôlé d'une retenue et protège le barrage et les ouvrages annexes contre un déversement qui pourrait entraîner des dégâts dus à l'érosion et aux instabilités (**Dr. A. Schleiss, 2004**).

1. Choix de la position du déversoir ou évacuateur de crues

Le choix de la position du déversoir n'est pas souvent aisé. Il s'agira de mener une comparaison des avantages et inconvénients du positionnement du déversoir d'un barrage.

Tableau 22: Position d'un déversoir

Type	Ecoulement	Avantages	Inconvénients
Central	Surface libre dénoyé ou noyé	Débits importants	Gros volume en béton
		Facile à réaliser	
		Risque d'érosion régressive	
		Pente douce	
		Peu d'exigence topo et géologique	Difficile à modifier
		Entretien facile	
Latéral	Surface libre dénoyé ou noyé	Ouvrage de sécurité	Erosion régressive
		Plus coûteux que le Central à cause des mesures de sécurité	Débits relativement faible
		Facile à réaliser	Pente forte
		Entretien facile	Difficile à modifier
		Traitement adéquat du chenal évacuateur	

À la vue des avantages topographique, géologique et économique dont la position centrale semble être le mieux, l'évacuateur de crue de Boudiéri sera placé à la même position.

2. Dimensionnement de la longueur du déversoir

Pour des raisons de sécurité et prenant en compte l'effet du changement climatique, l'effet de laminage sera négligé dans ledit document.

Ainsi la longueur du déversoir est fonction de la lame d'eau h . elle est déterminé par la formule suivante :

$$Q = m \cdot L \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2}$$

Connaissant les autres paramètres sauf la longueur, son expression en fonction des autres paramètres donne : $L = \frac{Q}{m \cdot (2 \cdot g)^{1/2} \cdot h^{3/2}}$

Les différentes valeurs de la longueur déversant est résumé comme suit :

Tableau 23: Longueur du déversoir en fonction de la lame d'eau

Q(m ³ /s)	Coefficient m	g (m/s ²)	h (m)	Longueur calculée (m)	Longueur retenue (m)
555,2	0,4	9,8	0,5	886,76	887
			0,55	768,63	769
			0,6	674,58	675
			0,65	598,26	598,5
			0,7	535,32	535,5
			0,75	482,69	782,7
			0,8	438,15	438,2
			0,85	400,07	400
			0,9	367,20	367,2
			0,95	338,59	338,59
			1	313,52	313,5

La lame d'eau déversant sur l'évacuateur de crue actuel peut atteindre une hauteur h de 1 m sur le terrain, la valeur du déversoir retenue pour notre ouvrage est de **313.5 m**.

III. CHOIX DU TYPE DE DÉVERSOIR

Le choix du déversoir est fonction de :

- sa capacité à vite évacuer le débit
- sa facilité d'exécution par les entreprises du pays
- sa capacité à être rehaussée
- son faible cout de réalisation

Sur la base de ces critères, nous proposons de changer la nature du déversoir de Boudiéri en un déversoir de type creager avec un seuil adapté au système de rehaussement.

Il se composera de trois (03) partie :

- un voile en béton armé
- un bassin de dissipation
- un chenal d'évacuation

1. Le seuil déversant

Le voile avec une longueur de 313.5 m sera coulé par plots de 5 m de longueur séparés par des joints souples de type waterstop. Il se compose d'un mur déversant supporté par deux murs parafouille qui lui servent d'ancrage

2. Détermination de la longueur et description du bassin de dissipation

Pour $Fr > 4.5$ et $V_1 < 15$ m/s, on adoptera un bassin de type II USBR et on retiendra une longueur de 5 m. Le bassin de dissipation sera construit en béton ordinaire d'une épaisseur de 0.25 m reposant sur une couche de sable filtrante de 0.1 m d'épaisseur, par des plots de 5 m de long et 5 m large séparés par des joints bitumineux. Il est traversé par une série de barbacanes en PVC de 50mm, à raison de quatre par plot, pour l'évacuation des sous pressions et se termine par une bêche aval également en béton ordinaire, de 0.4 m d'épaisseur, de pente 2H/1V et de 1m de profondeur.

Le seuil terminal, en béton cyclopéen, termine le bassin de dissipation. Pour un bassin de type II, la pente est de 2H/1V.avec une hauteur de 0.5 m.

3. Les blocs chicanes

Les caractéristiques des blocs chicanes sont :

Tableau 24: Caractéristiques des chicanes

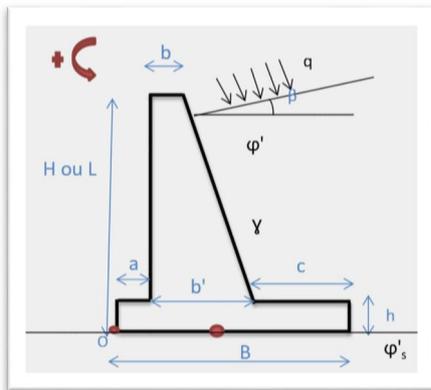
Hauteur (m)	Longueur au sommet (m)	Largeur en base (m)	Espacement esp (m)	Pente V/H
0,3	0,2	0,1	0,2	1/1

4. Les bajoyers

Un bajoyer est une jonction entre la digue et le déversoir. il est placé de part et d'autre du déversoir.

Pour son dimensionnement, il sera assimilé à un mur de soutènement en béton armé.

Figure 16: Mur bajoyer



Le prédimensionnement donne les résultats suivants :

Tableau 25:Prédimensionnement du mur Bajoyers

a(m)	b(m)	b'(m)	c(m)	h(m)	H(m)	L(m)	q(kN/m ²)
0,5	0,2	0,4	2,6	0,4	4,5	4,5	10

Comme hypothèse de calcul, il a été considéré un angle de frottement interne des matériaux de 33° , une charge d'exploitation de 10 kN/m^2 et une charge admissible de 2.3 bar et un angle $\beta = 0$.

Les différentes stabilités ont été vérifiées pour notre mur bajoyer. Et les résultats sont consignés ci-dessous :

Tableau 26: Vérification des stabilités du mur Bajoyer

Vérifications du mur de soutènement	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement	4,36	VRAI
Stabilité au non soulèvement(m)	0,58	VRAI
Stabilité au poinçonnement(bar)	0,76	VRAI
Stabilité au glissement	2,48	VRAI
Stabilité totale du mur de soutènement avec les 04 conditions		VRAI

CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES BLOCS FUSIBLES ET ÉTUDE DE DEUX VARIABLES

I. DIMENSIONNEMENT DES BLOCS FUSIBLES

Les blocs fusibles sont des ouvrages en béton qui permet d'augmenter la capacité de stockage des retenues d'eau.

Dans le présent travail, il sera question d'augmenter la capacité actuelle du barrage de Boudiéri en envisageant de possibilités de rehaussement du déversoir. Le modèle est pris sur le barrage de Gaskaye (ERI SARL, 2013).

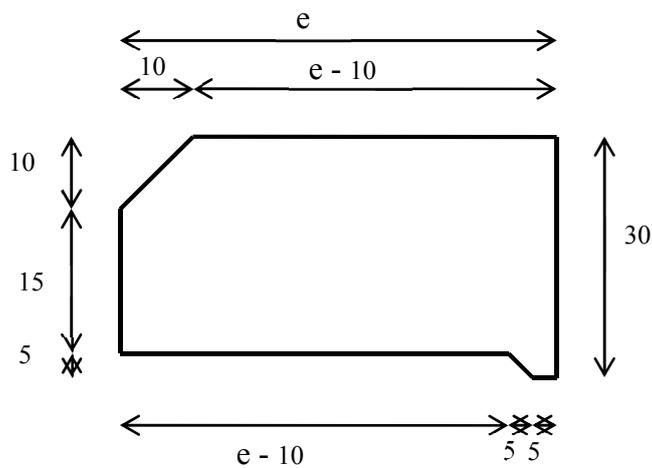


Figure 17:Présentation d'un bloc fusible

L'ensemble des forces agissant sur les blocs sont résumés dans les notes de calcul.

Dans le souci de préserver la lame d'eau déversant de 0.8 m, sera choisi les hauteurs de lame d'eau pouvant faire bascules les blocs de 0.5 m ; 0.55 m ; 0.6 m ; 0.65 m ; 0.7m.

Les épaisseurs correspondantes sont données dans le tableau suivant, pour les densités 2,2 ; 2,3 ; 2,4. En admettant $x= 0,60$.

Tableau 27:Détermination de l'épaisseur en fonction de la hauteur choisie

H (cm)		50	55	60	65	70	
e(cm)	d	2,2	44,4	47,1	50,03	53,28	56,96
	d	2,3	42	44,40	46,90	49,70	52,60
	d	2,4	40,06	42,22	44,46	46,82	49,34

Le choix des épaisseurs pour nos blocs sont 42 cm ; 44.40 cm ; 46.9 cm ; 49.70 cm et 52.60.

Les blocs sont illustrés en annexe VI du document.

L'étude de stabilité a été effectués et se résume dans le tableau 28 :

Tableau 28: Vérification des moments sur les blocs

X (m)	0,60				
e (cm)	42,00	44,40	46,90	49,70	52,60
h (cm)	50,00	55,00	60,00	65,00	70,00
M ₀	20 387,50	22 859,50	25 587,63	28 828,63	32 392,00
M ₁	49 393,33	60 430,77	72 971,31	87 535,09	103 965,29
M ₂	27 000,00	29 250,00	31 500,00	33 750,00	36 000,00
M ₃	65 295,83	77 937,73	92 504,26	110 112,38	130 316,93
Vérification	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI

Les blocs fusibles seront calés sur la côte du déversoir qui est 231.5 m soit une cote au niveau de la crête des blocs de 231.8 m

La longueur du déversoir étant de 313.5 m, il sera placer des blocs fusibles sur tout le long avec une longueur de 10m séparé par des murets.

L'ensemble des débits de basculement et la répartition des blocs sont précisés dans le tableau 19 :

Tableau 29: Synthèse de calcul de débit de basculement sur les blocs

Hauteurs (cm)	50	55	60	65	70
Nombre de blocs	8	6	6	6	6
Epaisseur (cm)	42	44,4	46,9	49,7	52,6
Cote de calage (m)	232	232,05	232,1	232,15	232,2
Qp (m ³ /s)	245,01	490,89	387,25	282,37	635

II. ETUDES DE DEUX VARIABLES

1. Détermination du volume du béton en fonction de la longueur

Les paramètres étudiés dans cette partie consisteront à faire ressortir le volume de béton et le cout de réalisation du déversoir de façon sommaire selon les principes et les hypothèses suivantes établis par **J-M GRESILLON et T. METRO (Juillet 1979)** :

➤ **Principe**

Les principes de calculs sont :

Le débit est fixé conformément à la crue du projet

La cote de crête du seuil h_0 est connu

La profondeur normale des eaux dans lit aval est connu : y_n avec

$$Y_n = 0.66 + 0.0039 * Q$$

Dans notre étude $Q = 555.2 \text{ m}^3/\text{s}$; d'où $Y_n = 2.83 \text{ m}$

➤ **Hypothèse**

Le coefficient de débit $m = 0.4$

Les pertes de charges sont le dixième de la variation de la dénivelée

Le rapport $\frac{y_n}{h_0} = 0.62 \cong 0.6$

➤ **Limites**

Cette méthode, nous permet d'estimer les volumes de béton pour l'évacuateur de crue, mais pour des longueurs allant de 10 m à 100 m. pour des débits maximaux de $200 \text{ m}^3/\text{s}$.

Pour l'adapter à notre étude, il sera fait des interpolations pour atteindre notre débit de $555.2 \text{ m}^3/\text{s}$ et nous utiliserons un coefficient majorateur de 1.1 pour le volume final conformément aux recommandations des auteurs.

Les abaques II 27 et II 28 (cf. annexe VII) seront utilisés pour calculer les volumes de béton selon nos paramètres de départ :

Tableau 30: Paramètres utilisés pour le calcul du volume de béton

Débit Q (m ³ /s)	Y _n /h ₀	h ₀ (m)
555.2	0.7	4.5

Les résultats sont les suivants :

Tableau 31: Volume de béton pour l'évacuateur de crue

L (m)	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
Débit (m ³ /s)	555,2									
Volume du béton (m ³)	6 788,06	4 885,76	2 513,02	1642.43	2 175,01	2 166,65	2 247,43	2 545,58	2 587,29	3 812,16

2. Estimation du cout de l'ouvrage

Les différents couts sont calculés sur la base de dosage du ciment. Sera considéré les dosages de 150kg/m³, 250 kg/m³ et 350 kg/m³ pour l'estimation des couts de réalisation de l'ouvrage.

Le prix unitaire pour chaque type de dosage est de 30 000 FCFA pour 150 kg/m³ ; 60 000 FCFA pour celui de 250 kg/m³ et 90 000 FCFA pour 350 kg/m³.

Les résultats sont consignés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 32: Estimation du cout de l'évacuateur de crue en fonction des dosages du béton

Longueur (m)		10	20	30	40	50
Débit (m3/s)	555,2	6 788,06	4 885,76	2 513,02	1 642,43	2 175,01
Montant en Fcfa	150 kg/m ³	203 641 680	146 572 800	75 390 480	49 272 960	65 250 240
	250 kg/m ³	407 283 360	293 145 600	150 780 960	98 545 920	130 500 480
	350 kg/m ³	610 925 040	439 718 400	226 171 440	147 818 880	195 750 720
Longueur (m)		60	70	80	90	100
Débit (m3/s)	555,2	2 166,65	2 247,43	2 545,58	2 587,29	3 812,16
Montant en Fcfa	150 kg/m ³	64 999 440	67 422 960	76 367 280	77 618 640	114 364 800
	250 kg/m ³	129 998 880	134 845 920	152 734 560	155 237 280	228 729 600
	350 kg/m ³	194 998 320	202 268 880	229 101 840	232 855 920	343 094 400

III. ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIAL

N'ayant pas des données de base pour l'étude, il est nécessaire qu'elle soit refaite. L'augmentation de la capacité de rétention de la retenue va inonder des zones et occasionner des dommages sur les pratiques culturelles des habitants. L'ensemble de l'étude est joint en annexe 4 : Plan de Gestion Environnemental et Social

DISCUSSION ET ANALYSES

I. LONGUEUR DE LA DIGUE ET DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE BOUDIERI

L'étude de base du barrage de Boudiéri a été réalisée en 1990 par l'Office National de Barrages et des Aménagements (ONBAH). Cette même étude a été refait par GID/CAFI (2012) et il ressort de ces deux études une différence au niveau de la longueur total de la digue.

En effet faisait référence à l'étude de base la longueur de la digue du barrage est de 763 m selon le profil topographique de base. Par contre GID/CAFI fait mention d'une longueur totale de 548 m et M.L. KONE (2002), donnait un total de 562 m.

Dans notre cas, il a été jugé bon de voir les trois études et nous garderons la longueur initiale fourni par l'étude de base de 763 m car représentant au mieux la capacité de rétention du barrage. La digue étant moins dégradé, il suffirait de faire les entretiens courants.

II. COTE DE CALAGE DU DEVERSOIR

La cote de calage de l'ONBAH sur la cote de calage de la crête du déversoir était de 231.48 m et celle de GID/CAFI a 297.5 m.

La côte de calage du déversoir dans la fiche technique de GID/CAFI, remet en cause les cotes de calage de notre déversoir fixé à 231.5 m. Partant sur la base de la retenue de capacité 1 700 000 m³, nous nous sommes rendues compte que la cote de calage du barrage avec la hauteur fournie par GID/CAFI, présente des incohérences. D'où la reprise totale du dimensionnement dans notre étude.

Cette étude a été vérifiées par l'étude de base réalisées en 1990 faisait mention de la cote de calage du déversoir à 231.48 m, avec un volume de rétention de 4 200 000 m³ soit une différence de 2 500 000 m³.

Bien que l'ouvrage, avec une durée de 52 ans entre la réalisation en 1962 et la seconde réhabilitation en 2012 soit longue nous ne saurions expliquer cette grande différence même si l'on considère un ensablement du barrage tout le long de la durée de l'ouvrage.

III. DEBIT DE PROJET

Le débit de projet pour l'étude de base est de 1080 m³/s pour les études menées en 1990 avec une superficie du bassin versant de 1350 km² avec une pluviométrie annuelle moyenne de 920 mm.

Or, de notre étude avec les données pluviométriques de la station de Diapaga de 1942-2014, nous obtenons une pluviométrie moyenne annuelle de 771 mm ; ce qui nous donne un débit de projet de $555.2 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un bassin versant de 1385.9 km^2 . Cela s'explique par une décroissance de la pluie au fil des années comme le montre la figure 17 ci-dessous :

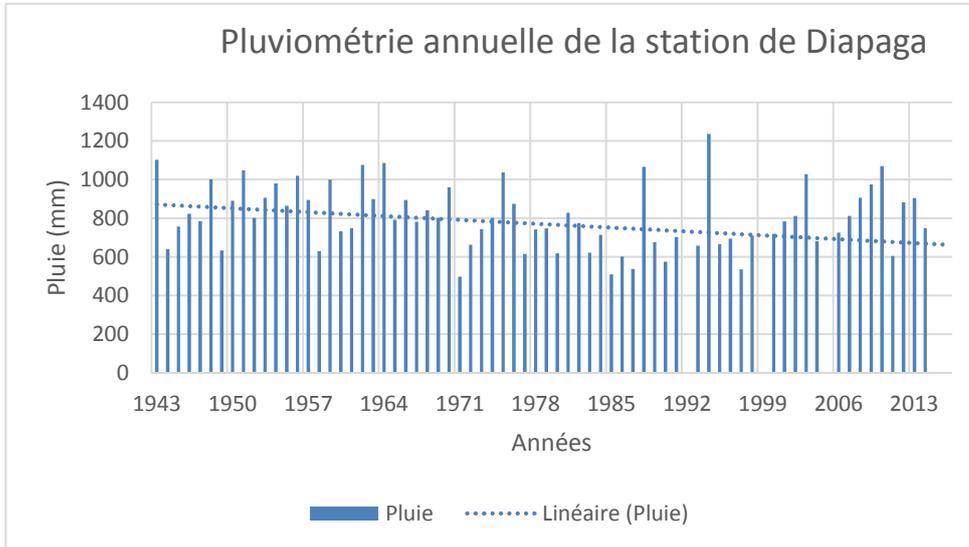


Figure 18: Pluie de la station de Diapaga

Avant les années 1970, l'intensité de la pluie varie de 1103 mm à 631 mm avec une pluie annuelle moyenne de 868.41 mm ; ce qui fait un écart de 97.41 mm de pluie.

De 1970 à 2014, la pluviométrie est à dent de scie, avec des haut et des bas. Elle varie de 1236.8 mm à 497.7 mm avec une moyenne de 763.85 mm qui est proche de notre valeur moyenne calculer.

Cette différence s'explique donc par le changement climatique dont connait le monde, l'irrégularité des crues et la faiblesse de ces derniers peuvent expliquer la baisse.

IV. AVANTAGES DU DEVERSOIR

Le déversoir submersible de Boudiéri est dans un mauvais état dues au trafic routier permanent. Le déversoir n'ayant pas été dimensionné à l'origine pour ce trafic, cède au fil du temps. En effet, les plots du déversoir cèdent sur le poids de la circulation occasionnant ainsi sont départ au fil du temps. (Camions, ...).

Le changement de submersible à creager permettrait de construire un dalot afin de créer une route définitive.

Pour notre cas, il est possible d'envisager deux cas :

- La première est de conserver la nature du déversoir radier avec possibilité de construire les ouvrages de franchissement (dalot) tout en déviant la route N⁰19 reliant Kantchari et Diapaga. Ce modèle est en cour sur le barrage de Dakiri avec un déversoir type creager



Figure 19: Modèle de dalot pour le barrage de Dakiri

- Le second dont est de changer la nature du déversoir tout en permettant de construire l'ouvrage de franchissement là-dessus et qui soit capable d'être rehaussable.

Ce type d'ouvrage est observé un peu partout au Burkina dont l'exemple est le Barrage N⁰1 et N⁰2 de Ouagadougou et celui de Ziga.



Figure 20: Barrage de Ziga

Le second choix est le plus envisageable et le mieux approprié pour la présente étude.

V. DIFFICULTES DE LA MISE EN ŒUVRE DU PROJET

Toutes les études faites sur le barrage de Boudiéri présentent un déversoir submersible à l'exception du notre qui sera de type creager.

Un des défis majeurs pour la réalisation du projet sur le terrain, est de stopper la production en aval du barrage pour au moins deux campagnes hivernales.

La difficulté serait que la population puisse comprendre que la reprise totale du déversoir permettrait de gagner un ouvrage qui dure et qui soit adapté au trafic routier.

L'augmentation du volume de la retenue ne serait pas donc sans conséquences pour la population vivant de l'agriculture et dépendant du barrage.

Un plan de soutien en termes de produit de subsistance serait à prévoir au cours de la réalisation du projet lorsque les habitants de Boudiéri auront adhéré.

VI. ESTIMATION DU COUT DU PROJET

Les limites de calcul des longueurs déversantes établie en 1979 par Gresillon et Metro, a été repris en 2004 par Sy Lamine dans son mémoire. Il estime à 5 338 055 f/ml le prix du déversoir poids composé du déversoir, du mur bajoyer et du bassin de dissipation. L'estimation du montant est de **1 673 480 243 FCFA** ramené à la longueur de notre déversoir. Cette valeur est un peu réaliste sachant que l'évacuateur de crue est la partie relativement couteuse du barrage.

VII. AVANTAGES DES BLOCS FUSIBLES

La mise en œuvre du nouveau déversoir de Boudiéri peut se faire en deux phases. La première comme indiqué plus haut consistera à changer la nature du déversoir. Le second est d'associer des blocs fusibles pour augmenter la quantité de stockage de la cuvette du barrage.

Considérant la plus petite des cotes de calage des blocs associés à notre étude qui est de 232 m, le volume de stockage du barrage serait de 5 854 000 m³, soit une augmentation de 1 654 000 m³ qui représente 28.25%. Cette valeur vient confirmer les études préalable fait des blocs fusibles par **F. Lempérière ; J-P Vigny (2015)** qui attestait que les blocs fusibles, permettait l'augmentation de la capacité de près de 30%.

CONCLUSION

La présente mémoire a porté sur l'étude diagnostic et l'optimisation du barrage de Boudiéri dans la commune de la Tapoa au Burkina Faso.

Pour l'atteinte des résultats, la démarche méthodologique adopter a été de mener une visite terrain pour évaluer les différentes pathologies du dit barrage. L'analyse de ces données diagnostic a permis de dégager les causes et les conséquences des dégradations et de mesurer le degré d'urgence de l'optimisation. Soulignons que de façon général la digue et les canaux d'irrigation sont moyennement dégrader. Par contre le déversoir est en piteux état et sa réhabilitation s'impose de plus belle.

L'observation de la dégradation du déversoir est le second point du présent travail avec une étude refais et une proposition de changer la nature du déversoir jadis en radier, en forme creager avec possibilité de rehaussement. Le rehaussement de la digue se fera par les blocs fusibles d'épaisseurs variant de 42 cm, 44.4 cm, 46.9 cm ; 49.7 et 52 6 cm. Cette solution envisagée permettra d'augmenter de 1 654 000 m³soit un taux de 28.25% la capacité de rétention de la cuvette.

Pour évaluer sommairement le cout de réalisation, il a été mené une étude sur les variables longueur du déversoir et hauteur de l'ouvrage afin de déterminer le volume de béton à utiliser. Pour l'évaluation des couts, le volume majoré d'un coefficient de 1.1, est calculé selon les prix de dosage du béton de 150 kg/m³, 250 kg/m³ et 350 kg/m³.

Les difficultés qui pourront se présenter à la réalisation du dit projet est la mise en œuvre sur le terrain. En effet, les populations devront s'y impliquer et accepter des sacrifices. Aussi, une implication de leur part permettra d'assurer la pérennité de l'ouvrage.

RECOMMANDATIONS

Il conviendrait d'associer d'autres études pour la durée de l'ouvrage du site. Comme recommandation, il est souhaitable de :

- ❖ Mener une étude géotechnique de la fondation de la digue pour voir si ce dernier peut supporter un ouvrage de franchissement ;
- ❖ Faire le dimensionnement génie civil pour une bonne estimation du cout de l'ouvrage,
- ❖ Mener une étude approfondie de l'impact environnemental et social du projet,
- ❖ Faire une étude sur le périmètre irriguée afin d'améliorer le système gravitaire et de proposer des solutions économiques d'eau ;
- ❖ Renforcer la capacité des habitants en matière de gestion de la retenue dont il bénéficie par des séances de sensibilisation.
- ❖ Construire un muret de crête aval pour la sécurité de l'ouvrage

BIBLIOGRAPHIE

Ouvrages et articles

- Aissa N. et Seimata O (2015), Situation des barrages au Burkina Faso ; p.4-7.
- B.W. SANOU (2006), Monographie de la commune rurale de Kantchari en 2005
- C.N.B.B et AITB (2015), Etude de la classification des barrages au Burkina Faso, Rapport final ; p.52
- Dr. A. SCHLEISS (2004), cours de génie civil 4^e année à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne
- E.R.I. Sarl (2013), Projet de rehaussement du Barrage de Gaskaye par les blocs fusibles
- F.A.O (1996), Crues et apports : Manuels pour l'estimation des crues décennales et apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche.
- F. Lempérière et J-P Vigny (2013), Economie et sécurité des déversoirs au Burkina Faso
- GID/ CAFI (2012), Etudes de réhabilitation du barrage de Boudiéri dans la province de la Tapoa, Rapport d'études, p.23.
- I.GUEYE (2011-2012), cours de barrage L3, p.73
- J-M GRESILLON et T. METRO (1979), Corrélations relatives aux petits barrages : choix et optimisation d'un évacuateur de crues
- J-M GRESILLON, P. HERTER, J-P LAHAYE, (1976), Note sur le dimensionnement des ouvrages de crues en Afrique de l'Ouest sahélienne et tropical.
- KARAMBIRI H. (1998), Etude de l'envasement des barrages au Burkina Faso : Etude de cas, p.21
- KONE M.L. (2002), Etude de réfection du barrage de Boudiéri
- PARKOUDA (2015), Pathologies des barrages au Burkina Faso, p.18
- O.N.B.A.H (1990), Projet PNUD BKF 88/002 pour étude topographique et bathymétrique de 25 retenues d'eau
- L.SY (2004), Dimensionnement d'un petit barrage : Etudes sur la base de cas réels de différentes variantes de conception à l'aide des logiciels DEVER (calcul hydraulique de l'évacuateur de crues) et CERES (calcul de laminage de la retenue), p.60

Sites internet

www.hydrocoop.org consulté le 16/10/2016

ANNEXES

ANNEXE I : NOTE DE CALCUL	46
ANNEXE II : DONNEES METEOROLOGIQUES	65
ANNEXE III : SCHEMA DU DEVERSOIR DE BOUDIERI	68
ANNEXE IV : PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	69
ANNEXE V : SCHEMA DES BLOCS FUSIBLES.....	72
ANNEXE VI : FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE PAR LES DIFFERENTES ETUDES.....	73
ANNEXE VII : ABAQUES II 27 ET II 28.....	76

ANNEXE I : NOTE DE CALCUL

CHAPITRE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE

Caractéristiques du bassin-versant

La superficie (S) et le périmètre (P) du bassin versant

On notera que :

La superficie (S) = 1385.9 km²

Le périmètre (P) = 167.5 km

La pente longitudinale (I)

La pente longitudinale du bassin-versant est calculée par la formule simplifiée de GRESILLON

:

$$I = 0.026 / S^{0.35}$$

$$I = \frac{0.026}{1385.9^{0.35}} = 0.69\%$$

Les expériences de l'ORSTOM faites par RODIER et AUVRAY en 1965 et reprises par RODIER en 1996 ont permis de définir les indices de pentes des bassins-versants et de Déterminer leur classification

R1	correspond à des bassins de pentes extrêmement faibles inférieures à 2 m/km (.2 ‰).
R2	correspond à des bassins de pentes faibles comprises entre 2 m/km et 5 m/km (2 ‰ et 5 ‰). Ce sont des bassins de plaine.
R3	correspond à des bassins de pentes modérées comprises entre 5 et 10 m/km (5 ‰ et 1 ‰). Ce sont des terrains intermédiaires entre la plaine et les zones à ondulation de terrain.
R4	correspond à des bassins de pentes assez fortes : pentes longitudinales comprises entre 1% et 2 %, pentes transversales supérieures à 2 %. Ce sont des zones d'ondulation de terrain.
R5	correspond à des bassins de pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5 %, pentes transversales entre 8 et 20 %. Ce sont des régions de collines.
R6	correspond à des bassins de pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5 %, pentes transversales supérieures à 20 %. Ce sont des régions de montagnes

Source : dossier N°12, Le point sur La maîtrise des crues dans les bas-fonds, petits et micro barrages en Afrique de l'Ouest. Document pratique 2 - Méthode ORSTOM (p. 354 et 355).

Dans le cas du barrage de BOUDIERI, la pente est égale à 0.69 ‰, est inférieur à 2‰ ; ce qui permet de classer le bassin versant en classe R1.

La perméabilité du sol

On utilisera la carte géologique du Burkina Faso pour identifier les différents types de sols du bassin versant. L'exploitation de cette carte montre que le sol du bassin-versant du barrage de BOUDIERI est composé en majorité de granite. Les mêmes expériences de l'ORSTOM, ont également permis de définir les indices de perméabilité des bassins versants

Comme suit :

- | |
|--|
| <ul style="list-style-type: none">- P1 ou PI : bassin rigoureusement imperméable- P2 ou I : bassin imperméable avec quelques zones perméables de faibles étendues- P3 ou RI : bassins relativement imperméables avec des zones perméables d'étendues notables.
Sahel moyen- P4 ou P : bassins perméables, sols sableux sans pellicule ou avec un couvert végétal de graminées. Zone de sahel- P5 ou TP : bassins très perméables, sables éoliens, sables sans pellicule et sans végétation |
|--|

(Source : Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahéenne et tropicale sèche, p. 12)

On adoptera une classe de perméabilité en P3 ou RI selon la catégorisation de l'ORSTOM pour caractériser les sols du bassin-versant du barrage de BOUDIERI

Classification du bassin-versant

A l'issue des études citées plus haut, RODIER et AUVRAY ont classé les bassins versants en fonction des pentes (classes de relief) et de la perméabilité (géologie et nature du Sol). Le bassin-versant du barrage de BOUDIERI est donc du type R1P3.

Indice de compacité de Gravelus (Icomp)

Appelé également coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même forme.

Icomp = indice de compacité de Gravelus

$$I_{comp} = 0.282 * \frac{P}{S^{0.5}}$$
$$I_{comp} = 0.282 * \frac{167.5}{1385.9}$$

$$I_{comp} = 1.27$$

Pour un bassin-versant de forme allongée, $I_{comp} > 1$

Pour un bassin-versant de forme arrondie, $I_{comp} \leq 1$

On a $I_{comp} = 1,27$ donc > 1 : le bassin-versant du barrage de BOUDIERI est donc de forme allongée.

Longueur du rectangle équivalent (L)

La longueur du rectangle équivalent est donnée par la formule :

$$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{(P^2 - 16 * S)}}{4}$$

On obtient :

S (km ²)	P (km)	L eq(km)
1385.9	167.5	61.05

Indice global de pente (ig)

Cet indice caractérise le relief du bassin-versant et peut être déterminé par la formule suivante:

$$I_g \left(\frac{m}{km} \right) = \frac{\Delta H(m)}{L_{eq} (km)}$$

Avec : ΔH le dénivelé c'est à dire la différence entre le point le plus haut et le plus bas du bassin versant ; L_{eq} longueur du rectangle équivalent

Côte du point le plus haut du BV (m)	Côte du point le plus bas du BV (m)	Dénivelé (m)	Leq (Km)	Ig (m/km)	Ig (décimales)
311	226	85	61.05	1.39	0,00139

On obtient : $I_g = 1.39m/km$

Le coefficient de ruissellement décennal (Kr10)

L'évolution de Kr_{10} en (%) en fonction de la géologie et de la pluie annuelle, déterminée par

PUECH et CHABI-GONNI en 1983, est donnée dans le tableau suivant

Tableau : Formules de calcul du coefficient de ruissèlement

Catégorie	Formulation
Granite + gneiss	$Kr_{10} = 2300Pan^{-0,67}$
Grès	$Kr_{10} = 300Pan^{-0,375}$
Sables	$Kr_{10} = 2 \times 10^7 Pan^{-2,2}$
Argiles	$Kr_{10} = 300Pan^{-0,30}$
Schistes	$Kr_{10} = 370Pan^{-0,375}$

La zone du projet est à dominance granitique ; on peut utiliser la formule suivante :

$$Kr_{10} = 2300Pan^{-0,67}$$

Pan (mm)	Kr10 (%)
771	19,64

II. Études des crues

Détermination des paramètres de calcul

Pluie journalière décennale (P10) et centennale journalière (P100)

Coefficient d'abattement

$$A = 1 - 0,001 (9 \text{ LOG } T - 0,042 \text{ Pan} + 152) \text{ LOG } S$$

S : superficie du bassin versant (km²) = 1385.9

Pan. : Précipitation moyenne annuelle (mm) = 771

T : période de retour de l'événement pluviométrique (T = 10 ans).

AN :

$$A = 0,6$$

Temps de base (Tb), temps de montée (Tm)

$$Tb_{10} = 250 * S^{0,35} + 300$$

En zone sahélienne, on a dans ce cas quel que soit l'infiltrabilité :

$$S \geq 6 \text{ km}^2, \text{ on a } Tb_{10} = 250 * S^{0,35} + 300$$

Tableau : calcul du temps de base

S (km ²)	a	b	Ig	Tb (mn)	Tb (heures)
1385.9	250	300	2,04	3444.46	57.4

On a $Tb_{10} = 57.4$ heures

Temps de montée (Tm)

En zone sahélienne, pour Ig proche de 3 m/km et pour les bassins versants de superficie $S \geq 11$ km² et d'infiltrabilité I ou RI, on a $Tm_{10} = a \cdot S^{0.35} + b$

S (km ²)	a	b	Ig	Tm (mn)	Tm (heures)
1385.9	100	75	1.39	1332.5	22

Coefficient de pointe (k)

On admet que le coefficient de pointe est voisin de 2,6 quelle que soit la superficie du bassin versant. Dans le cas du barrage de BOUDIERI le coefficient de pointe K sera donc de 2,6.

Détermination de la crue décennale par la méthode déterministe ORSTOM de AUVRAY-RODIER

$$Q_{10} = mA \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{T_{b10}}$$

Les paramètres sont consignés dans le tableau 7 ci-dessous :

Symbole	Définition	Valeur	Unité
A	Coefficient d'abattement de Villaume de la pluie en fonction du bassin versant $A = 1 - 0,001 (9 \log T - 0,042 \text{Pan} + 152) \times \log S$	0.6	
S	Superficie du bassin versant	1385.9	km ²
α_{10}	Coefficient de pointe (rapport entre le débit de pointe décennale et le débit moyen décennal)	2,6	
Kr10	Coefficient de ruissellement de la crue décennale	0,1964	décimales
P10	Pluie journalière décennale humide	96,35	mm
Tb	Temps de base de l'hydrogramme de crue	57.4	heures
T	Période de retour de la pluie considérée	10	ans
Pan	Pluviométrie moyenne annuelle	771	mm

Le calcul de débit est résumé dans le tableau 9 :

S (km ²)	Pan (mm)	P10 (mm)	m	α10	Kr10	T (ans)	Tb (h)	A	Q10 (m3/s)
141,04	771	96,35	1200	2,6	0,1964	10	29	0,72	57,43

Détermination de la crue décennale par la méthode de régressions linéaires du CIEH

La formulation retenue pour retrouver l'expression de la crue décennale, est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a \cdot S^s \cdot P_{an}^p \cdot I_g^i \cdot K_{r10}^k \cdot D_d^d \dots\dots\dots$$

où : a, s, p, i, k, d, m sont des coefficients d'ajustement déterminés par régressions multiples.

- **Equation N°39 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S et Kr10**

$$Q_{10} = 0.410 \times S^{0.425} \times Kr10^{0.923}$$

- **Equation N°40 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S, Ig et Kr10**

$$Q_{10} = 0.254 \times S^{0.462} \times I_g^{0.101} \times Kr10^{0.97}$$

Les paramètres utilisés pour le calcul sont les suivant :

Symbole	Définition	Valeur	Unité
S	Superficie du bassin versant	1385.9	km ²
Ig	Indice global de pente	2,04	m/km
P _{an}	Pluie moyenne annuelle	771	mm
K _{r10}	Coefficient de ruissellement décennal	19,64	%

Paramètres	Valeur	Débit de crue décennal Q10 pour les différentes équations		
		N°39	N°40	Valeur retenue
S (km²)	141,04	52,46	49,11	52,46
Ig	2,04			
Kr10	19,64			

La valeur de la crue décennale retenue par la méthode de régression linéaire sera le maximal des deux valeurs trouvées.

Crue décennale Q10

	Méthode déterministe : ORSTOM	Méthode de régressions linéaires : CIEH	Crue adoptée
Q₁₀ (m³/s)	176.32	138.54	176.32

Choix du débit de crue de projet

$$C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{(T_b/24)^{0,12}}{Kr_{10}}, \text{ pour le calcul de la crue centennale.}$$

Symbole	Définition	Valeur	Unité
P ₁₀₀	Pluie maximale journalière centennale humide	139,71	mm
P ₁₀	Pluie maximale journalière décennale humide	96,35	mm
T _b	Temps de base de la crue décennale	57.4	heure
Kr ₁₀	Coefficient de ruissellement décennal	0,1964	décimales
C ₁₀₀	Coefficient de passage du débit de la crue décennale à celui de la crue centennale	3.15	

Pour la Q₁₀₀ on aura, Q₁₀₀ = C₁₀₀ x Q₁₀

Le résultat de calcul de la crue de projet est résumé comme suit :

On aura une crue de projet Q_p = 555.11 m³/s **arrondi à 555.2 m³/s.**

Bilan de la retenue

P ₁₀ (mm)	P ₁₀₀ (mm)	T _b (heures)	Kr ₁₀	Q ₁₀ (m ³ /s)	C ₁₀₀	Q ₁₀₀ Calculé (m ³ /s)	Q₁₀₀ Retenu (m³/s)
96,35	139,71	57.4	0,1964	176.32	3.15	555.11	555.2

Besoins pastoraux :

Bovins de 10 000 têtes, pour une consommation spécifique de 40 l/j/tête.

Ovins de 5 000 têtes, pour une consommation spécifique de 5l/j/tête.

Perte par infiltration

Infiltration moyenne journalière : 2,5 mm/j

Pertes par infiltration : **687.5 mm/an**

Pertes évaporations :

Nous utiliserons les données obtenues à la météo pour les pertes par évaporation

Calcul des dépôts solides

L'eau de ruissellement sur le bassin versant entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache tout au long du parcours. Le calcul des dépôts solides permettra de quantifier l'arrivée de ces matériaux dans la retenue.

Pour l'estimation de ces dépôts ; nous utiliserons deux formules empiriques de calcul :

Formule de GOTTSCHALK :

$$D1 = 260 * S^{-0.1}$$

Formule du CIEH-EIER (GRESILLON)

$$D2 = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2.2} * S^{-0.1}$$

Avec D : dégradation spécifique en m³/km²/an

P : pluviométrie moyenne annuelle en mm

S : surface du bassin versant en km²

Les résultats sont les suivants :

S (km ²)	P (mm)	D ₁ (m ³ /km ² /an)	D ₂ (m ³ /km ² /an)
1385,9	771	126,12	130,96

Les apports solides sont calculés par la formule suivante :

$$V_s = D * S$$

Avec V_s : les apports solides en m³/an

Les apports seront calculés sur la base des deux formules empiriques.

S (km ²)	P (mm)	D ₁ (m ³ /km ² /an)	V ₁ (m ³ /an)	D ₂ (m ³ /km ² /an)	V ₂ (m ³ /an)	V _{moyen} (m ³ /an)
1385,9	771	126,12	174 796,23	130,96	181 497,70	178 146,96

Les pertes sont estimées à **178 146.96 m³/an**.

CHAPITRE III : CONCEPTION GENERALE DU BARRAGE

Étude de la digue

- Calcul du fetch

Pour le calcul de Fetch on applique la formule suivante :

$$\text{Pente} = \frac{\text{Verticale}}{\text{Horizontale}} = \frac{\text{Hauteur barrage}}{\text{Fetch}}$$

$$\text{La valeur du fetch } f = \frac{2.5}{0.69} = \mathbf{3.62 \text{ km}}$$

- Effet des vagues

L'effet des vagues h est calculé par les formules de Mallet et Pacquant, de Stevenson, de Molitor.

- *Formule de Mallet et Pacquant*

Hauteur des vagues

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3}\sqrt{f} ; h = \text{hauteur des vagues (m)}, f = \text{fetch (km)}$$

$$\mathbf{h = 1.71 \text{ m}}$$

Vitesse de propagation des vagues : V (m/s)

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \text{ (m) avec } h=0.83 \text{ m}$$

$$\mathbf{V = 2.64 \text{ m/s}}$$

- **Formule de Stevenson**

La valeur de la vitesse est obtenue à partir de Cropwat 8.0. Elle est de 242 km/jr soit 10.08 km/h pour le mois de Mai au niveau de la station de Fada N'gourma car l'application de la formule n'est valable que pour des vitesses ne dépassant pas 100 km/h.

$$\text{Pour } f < 18 \text{ km, } h = 0.75 + 0.34 * \sqrt{f} - 0.36 * \sqrt[4]{f}$$

$$h = 0.75 + 0.34 * \sqrt{3.62} - 0.36 * \sqrt[4]{3.62}$$

$$\mathbf{h = 0.90 \text{ m}}$$

- **Formule de Molitor**

$$\text{Pour } f < 30 \text{ km, } h = 0.76 + 0.032\sqrt{U * f} - 0.26 * \sqrt[4]{f}$$

Avec f= fetch (m), U=vitesse du vent (km/h) = 10.08 km/h.

$$h = 0.76 + 0.032 * \sqrt{10.08 * 3.62} - 0.26 * \sqrt[4]{3.62}$$

$$\mathbf{h = 0.59 \text{ m}}$$

Le constat est que h est sensiblement égal sauf pour Stevenson, il sera donc retenu la valeur de **h=1.71m** pour une plus grande sécurité.

➤ Revanche

Elle sera déterminée par les formules de Mallet et Pacquant et par la formule de Gaillard.

- *Formule de Mallet et Pacquant*

$$R = A * \left(h + \frac{V^2}{2g} \right)$$

Avec R en (m), h = hauteur des vagues (m),

V = vitesse de propagation des vagues (m/s),

g = accélération de la pesanteur (m/s²) et

A = coefficient de sécurité entre 1 et 2 (souvent A = 0,75).

$$R = 0.75 * \left(1.71 + \frac{2.64^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$\mathbf{R = 1.55 m}$$

- Formule de Gaillard

- Vitesse des vagues : $V = 1.5 + 2 * h$

$$V = 1.5 + 2 * 1.71$$

$$V = 4.92 \text{ m/s}$$

- Calcul de la revanche R (m)

$$R = 0.75 * h + \frac{V^2}{2 * g}$$

$$R = 0.75 * 1.71 + \frac{4.92^2}{2 * 9.81}$$

$$\mathbf{R = 2.51m}$$

Pour des mesures de sécurité et de pratique, sera pris la valeur de **2.51 m**.

Détermination de la longueur et description du bassin de dissipation

Les paramètres de bases pour les calculs sont :

Lame d'eau $h_0=1\text{m}$

Hauteur d'eau $H= 2.5 \text{ m}$

Enfoncement du bassin $\Delta H= 0.0 \text{ m}$

Débit unitaire $q = m * (2g)^{\frac{1}{2}} * h_0^{3/2} \text{ (m}^3/\text{s)}$

Coefficient de débit $m=0.4$

Vitesse de l'eau au-dessus du seuil $V_0 = \frac{q}{h_0} \left(\frac{m}{s} \right)$

Ligne d'eau $H_0 = h_0 + \frac{V_0^2}{2 * g} \text{ (m)}$

Hauteur de chute $Z = H_0 + H + \Delta H$

h0 (m)	1,00	h0 (m)	1,00
Heau (m)	2,50	Heau (m)	2,50
Dh (m)	-	Dh (m)	-
m	0,40	m	0,40
q (m3/s)	1,77	q (m3/s)	1,77
V0 (m/s)	1,77	V0 (m/s)	1,77
V0 ² /2g	0,16	V0 ² /2g	0,16
Ho (m)	1,16	Ho (m)	1,16
Z (m)	3,66	Z (m)	3,66

La profondeur d'eau à l'entrée du bassin c'est-à-dire le tirant d'eau avant le ressaut

$$Y_1 = \frac{q}{(2g * (Z - Y_1))^{1/2}}$$

Par itération on a :

q (m3/s)	Z (m)	Y ₁ fixé (m)	Rapport	Dh
1,77	3,66	0,05	0,21052632	-1,61E-01
		0,1	0,21199958	-1,12E-01
		0,15	0,21350421	-6,35E-02
		0,2	0,21504133	-1,50E-02
		0,21	0,21535276	-5,35E-03

La valeur de $Y_1 = 0.21$ m

La vitesse de l'eau à l'entrée du bassin est de : $V_1 = \frac{q}{Y_1}$ (m/s)

$$V_1 = 8.44 \text{ m/s}$$

Le nombre de Froude : $Fr = \frac{V_1}{(g * Y_1)^{1/2}}$

$$Fr = 5.88$$

La hauteur d'eau à la sortie du bassin après ressaut : $Y_2(m) = \frac{Y_1 * ((8 * Fr^2 + 1)^{1/2} - 1)}{2}$

$$Y_2 = 1.25 \text{ m}$$

La longueur du bassin de dissipation donne :

- $L_1 = 3 * Y_2$ avec des blocs de chute et blocs de chicanes
- $L_2 = 6 * Y_2$ sans blocs de chute et blocs de chicanes

Y2 (m)	L1 (m)	L2 (m)
1,25	3,75	7,49

On n'a $Fr > 4.5$ et $V_1 < 15$ m/s, on adoptera un bassin de type II et on retiendra une longueur de 5 m.

Calcul du seuil terminal bassin de dissipation

Le seuil terminal, en béton cyclopéen, termine le bassin de dissipation. Pour un bassin de type II, la pente est de 2H/1V. La hauteur du seuil est donnée par $h_4 = 1.25 * y_1$

	Y1 (m)	Calculé	Fixé
Hauteur h	0,21	0,26	0,5
Pente du talus			2H/1V

Les blocs chicanes

Les caractéristiques des blocs chicanes sont déterminées par les relations suivantes :

Hauteur $H = 0.2 * Y_2$

Longueur au sommet $L = 0.75 * H$

Largeur en base $l = 0.2 * H$

Espacement $esp = 0.75 * H$

Pente V/H : 1/1

Hauteur	Longueur au sommet	Largeur en base	Espacement esp	Pente V/H
0,23	0,17	0,05	0,17	1/1

Les bajoyers

Un bajoyer est une jonction entre la digue et le déversoir. il est placé de part et d'autre du déversoir.

- Prédimensionnement

a(m)	0,5	$\beta(^{\circ})$	0	0
b(m)	0,2	$\phi' (^{\circ})$	33	0,58
b'(m)	0,4			
c(m)	2,6	$\phi'_s (^{\circ})$	30	0,52
h(m)	0,4	$\gamma_{eau}(Kn/m^3)$	10	
H(m)	4,5	$\gamma_{béton}(Kn/m^3)$	25	
L(m)	4,5	qadm(bar)	2,3	
q(kN/m ²)	10	B(m)	3,5	

- Calcul des différentes forces

Les différentes formules ont été utilisées :

Coefficient de poussée

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Poids de la semelle

$$P_S (KN/ml) = \gamma_{béton} * (a + b' + c) * h$$

Poids du voile

$$P_V(KN/ml) = \gamma_b * \left(\frac{b + b'}{2}\right) * h$$

Poids des terres

$$P_T(KN/ml) = \gamma_{eau} * \left[(H * c) + \left(\frac{(b - b')}{2}\right) * l \right]$$

Poids des surcharges

$$P_q(KN/ml) = q * c$$

Force de poussées des terres

$$F_{PT}(KN/ml) = \frac{1}{2} * (K_a * \gamma_{eau} * (h + H)^2)$$

Force de poussée des surcharges

$$F_{Pq}(KN/ml) = K_a * q * (h + H)$$

Moment de renversement par rapport au point O

$$M_R(KN/m) = F_{PT} * \left(\frac{H + h}{3}\right) + F_{Pq} * \left(\frac{h + H}{2}\right)$$

Moment stabilisant par rapport au point O

$$M_{St}(KN/m) = P_S * \left(\frac{a + b' + c}{2}\right) + P_V * \left(a + \frac{b'}{2}\right) + P_T * \left(a + b' + \left(\frac{c}{2}\right)\right) + P_q * \left(a + b' + \left(\frac{c}{2}\right)\right)$$

Poids total de l'ouvrage

$$N = P_S + P_V + P_q + P_T$$

Force totale de poussée

$$V = F_{Pq} + F_{PT}$$

Moment par rapport à l'axe de la semelle

$$M_G(KN/m) = P_V * \left(\frac{c - a}{2}\right) - (P_T + P_q) * (a + b') * \frac{1}{2} + F_{PT} * (H + h) * \frac{1}{3} + F_{Pq} * (H + h) * \frac{1}{2}$$

L'excentricité

$$e = \frac{\text{Poids total de l'ouvrage}}{\text{Moment par rapport à l'axe de la semelle}}$$

Les résultats sont les suivants :

Coefficient de poussée K_a	0,29
Poids de la semelle P_s (KN/ml)	33
Poids du voile P_v (KN/ml)	33,75
Poids des terres P_T (KN/ml)	121,5
Poids des surcharges P_q (KN/ml)	26
Forces de poussée des terres F_{PT} (KN/ml)	35,39
Forces de poussée des surcharges F_{Pq} (KN/ml)	14,45

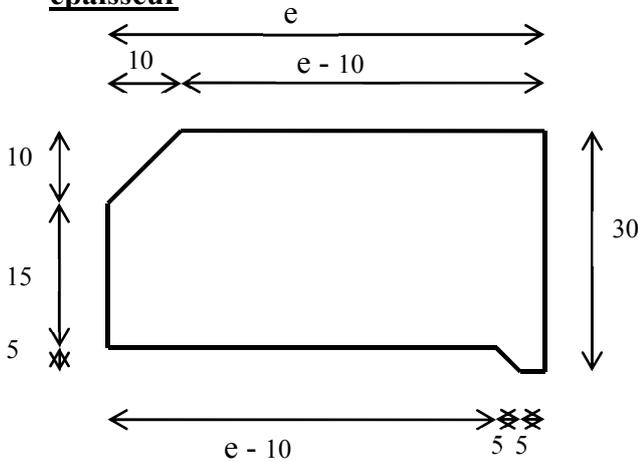
Moment de renversement par rapport au point o"MR" (KN.m)	93,20
Moment stabilisant par rapport au point o "Mst" (KN.m)	405,875
Poids total de l'ouvrage N (KN/ml)	214,25
Force total de pousée ou Resultant de pousée V (KN/ml)	49,84
Moment total par rapport à l'axe de la semelle MG (KN.m)	62,26
L'excentricité "e " (m)	0,29

Vérifications du mur de soutènement	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement	4,36	VRAI
Stabilité au non soulèvement(m)	0,58	VRAI
Stabilité au poinçonnement(bar)	0,76	VRAI
Stabilité au glissement	2,48	VRAI
Stabilité totale du mur de soutènement avec les 04 conditions		VRAI

CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT DES BLOCS FUSIBLES ET ÉTUDE DE DEUX VARIABLES

Calcul théorique des hauteurs de lame d'eau faisant basculer les blocs en fonction de leur

épaisseur



e (cm) = épaisseur des blocs
 h (cm) = hauteur de la lame d'eau en amont
 x = hauteur de la lame d'eau sur le bloc

Inventaire des forces agissant sur les blocs :

- Moment dû au poids du bloc : M_0
- Moment dû à la pression sur le bloc : M_1
- Moment dû à la poussée contre le bloc : M_2
- Moment dû à la sous-pression : M_3

Le bloc bascule pour une hauteur de lame h telle que $M_0 + M_1 \leq M_2 + M_3$

$$M_0 / d = \frac{1}{2} \cdot 30 \cdot e^2 - \left[\frac{1}{2} \cdot 10^2 (e - 10/3) + (5^2/2) \cdot 25/3 + 5 \cdot (e-10) \cdot (e/2+5) \right]$$

$$= 12,5 e^2 - 50 \cdot e + 437,5$$

$$M_0 / d = 12,5 e^2 - 50 \cdot e + 437,5$$

$$M_1 = 1/2 \cdot x \cdot h \cdot (e^2 - 100) + 50 \cdot (e-10/3) + 10h (e - 5)$$

$$M_2 = 1/2 \cdot 30^2 \cdot h + 1/6 \cdot 30^3$$

$$M_2 = 450h + 4500$$

$$M_3 = \frac{1}{2} (h + 25) (e - 10) (e + 10) + 75h/2 + \frac{1}{2} \cdot 25 \cdot 55 + 1000/3$$

$$M_3 = (h + 25) (0,5 e^2 - 12,5) + 83,33$$

En posant $a = 12,5 e^2 - 50e + 437,5$

On trouve h pour l'équation $M_0 + M_1 = M_2 + M_3$

$$h = \frac{a (d - 1) - 4000}{-0.5 \cdot X \cdot (e^2 - 100) - 10 \cdot (e - 5) + 0.5 \cdot (e^2 - 25) + 450}$$

Le tableau ci-dessous donne des valeurs de « h » en fonction de « e » pour des densités « d » de 2,2 ; 2,3 ; 2,4 en admettant x= 0,6.

Pour X=0.6, on obtient le tableau suivant :

e (cm)		50	55	60	65	70	75	80	85	90	
a		29187,5	35500,0	42437,5	50000,0	58187,5	67000,0	76437,5	86500,0	97187,5	
h (cm)	d	2,2	60,0	67,4	73,6	78,6	82,5	85,6	87,9	89,7	91,0
	d	2,3	65,6	73,6	80,3	85,6	89,8	93,1	95,6	97,5	98,9
	d	2,4	71,2	79,8	86,9	92,6	97,1	100,6	103,3	105,3	106,7

Le tableau suivant montre comment varie « h » en fonction de « x », pour un bloc de densité 2,3.

e (cm)		50	55	60	65	70	75	80	85	90	
a		29187,5	35500,0	42437,5	50000,0	58187,5	67000,0	76437,5	86500,0	97187,5	
h(cm)	x	0,55	58,8	65,3	70,6	74,8	78,1	80,6	82,6	84,0	85,1
	x	0,6	65,6	73,6	80,3	85,6	89,8	93,1	95,6	97,5	98,9
	x	0,65	74,2	84,4	93,0	100,1	105,7	110,2	113,5	116,1	117,9

Dans le souci de préserver la lame d'eau déversant de 0.8 m, sera choisi les hauteurs de lame d'eau pouvant faire bascules les blocs de 0.5 m ; 0.55 m ; 0.6 m ; 0.65 m ; 0.7m.

Les épaisseurs correspondantes sont données dans le tableau suivant, pour les densités 2,2 ; 2,3 ; 2,4. En admettant $x=0,60$

h (cm)		50	55	60	65	70	
e (cm)	d	2,2	44,4	47,1	50,03	53,28	56,96
	d	2,3	42	44,40	46,90	49,70	52,60
	d	2,4	40,06	42,22	44,46	46,82	49,34

Le tableau suivant montre, pour les épaisseurs ci-dessus correspondantes à une densité 2,3, comment varie la hauteur de la lame en fonction de x.

e		42,01	44,41	46,94	49,66	52,63	
h	x	0,55	45,77	50	54,16	58,29	62,36
	x	0,6	50	55	60	60	70
	x	0,65	55,09	61,11	67,22	73,44	79,76

La vérification des contraintes est résumée dans le tableau ci-dessous :

x	0,60				
e	42,00	44,40	46,90	49,70	52,60
h	50,00	55,00	60,00	65,00	70,00
M ₀	20 387,50	22 859,50	25 587,63	28 828,63	32 392,00
M ₁	49 393,33	60 430,77	72 971,31	87 535,09	103 965,29
M ₂	27 000,00	29 250,00	31 500,00	33 750,00	36 000,00
M ₃	65 295,83	77 937,73	92 504,26	110 112,38	130 316,93
Verification	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI	VRAI

Répartition des blocs sur le déversoir

Le déversoir faisant 313.5 m de long, sera disposé des blocs de 10 m de long chacun ce qui donne un total de 32 blocs et repartit selon les hauteurs suivantes :

Hauteurs (m)	50	55	60	65	70
Nombre de blocs	8	6	6	6	6

Calcul du débit de basculement des blocs fusibles

$$Q_p = L \times \mu \times h^{3/2} \times (2 \times g)^{0.5} \text{ Avec :}$$

Q_p : débit projet en m³/s

L : Longueur du seuil déversant en m

h : Charge hydraulique au-dessus du seuil en amont en m

μ : Coefficient de débit fourni par les abaques. on prendra 0,5

g : la pesanteur = 9.81 m/s²

- Blocs de hauteur $h_{1/8}=50$ cm

La cote de calage de ces blocs est de $231.5+h= 232$ m

Le débit de basculement est de : $Q_{p_{1/8}} = 313.5 * 0.5 * (0.5)^{3/2} * (2 * g)^{0.5}$

$$Q_{p_{1/8}} = 245.01 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Blocs de hauteur $h_{9/15}=55$ cm

Les blocs seront à la côte $231.5+h= 232.05$ m

Le débit est de : $Q_{p_{9/14}} = 2.2 * 0.55^{3/2} * 60 + 2.2 * 253.5 * 0.85^{3/2}$

$$Q_{p_{9/14}} = 490.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Blocs de hauteur h=60 cm

Les blocs seront à la cote $231.5+h=232.1$ m

Le débit est de : $Q_{p_{15/20}} = 2.2 * 0.6^{\frac{3}{2}} * 60 + 2.2 * 173.5 * 0.85^{\frac{3}{2}}$

$$Q_{p_{9/14}} = 387.25 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Blocs de hauteur h=65 cm

Les blocs seront à la cote $231.5+h=232.15$ m

Le débit est de : $Q_{p_{21/26}} = 2.2 * 0.65^{\frac{3}{2}} * 60 + 2.2 * 113.5 * 0.95^{\frac{3}{2}}$

$$Q_{p_{21/26}} = 282.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Blocs de hauteur h=70 cm

Les blocs seront à la cote $231.5+h=232.2$ m

Le débit est de : $Q_{p_{27/32}} = 2.2 * 0.67^{\frac{3}{2}} * 60 + 2.2 * 253.5 * 1^{\frac{3}{2}}$

$$Q_{p_{27/32}} = 635 \text{ m}^3/\text{s}$$

Les calculs sont consignés ci-dessous :

Hauteurs (m)	50	55	60	65	70
Nombre de blocs	8	6	6	6	6
Epaisseur (cm)	42	44,4	46,9	49,7	52,6
Cote de calage (m)	232	232,05	232,1	232,15	232,2
Qp (m3/s)	245,01	490,89	387,25	282,37	635

ANNEXE II : DONNEES METEOROLOGIQUES

• **EVAPORATION TOTALE MENSUELLE**

Station de FADA N'GOURMA

	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1986	258	273,8	341	336,8	294,5	262,7	152,3	137,5	128,6	206,1	215,4	258,4
1987	269,4	289,3	331,7	362,7	332,4	207,3	180,8		144,4	184,3	248,5	254
1988	259,9		383,1	318	313,6	206,2	161,2	123,3	117	211,4	221,6	257,2
1989	296,1	316,9	343,5	353,4	345,4	245,2	160,9	122,4	139	173	229,9	247,9
1990	250,7	290,9	393	317	285,4	230,5	151,5	149,9	148,1	205,2	237,9	259,7
1991	319,1	300,3	341	288,8	209,9	175,8	138,5	122,2	147,8	182,1	240,5	282,5
1992	306,3	351,5	354,2	315,2	263,8	230,2	189,3	143,2	142,1	187,7	241,7	262,6
1993	293,1	309,4	369,6	355,7	351,6	239,8	172	147,4	139	192,8	214,7	259,9
1994	275,2	303,2	368,1	365,8	269	216,6			131,1	145,5	219,1	264,6
1995	274,9	325,4	393,7	307,1	289,3	248,9	187,4	120,4	146	188,1	249,5	
1996								126,6	130,1	198,7	261,3	299,9
1997	345,8	332,2	484,2	300,2	245,2	187,9	181,2	144	139,1	196,7	264,4	276,1
1998	323,9	444,6	452,8	350,2	245,8	177,3	157,5	115,4	128	178,6	241,1	247,5
1999	291,3	284,9		301,8	260,5	236,5	142,1	117,1	110,6	179,6	246,7	275,7
2000	278,4	321	379,7	345,6	302,8	200	152,8	137,3	158,3	170,4	237,7	262
2001	291,5	311,3	374,2	345,1	296,4	199,8	157,5	113,9	128,1	203,5	306,8	315,8
2002	306,3	296,9	354,4	353,8	323,9	232,4	184,2	138,1	151,4	183,9	245,3	294,6
2003	306,9	292,3	389,9	301,5	310,1	184,8	156,5	126,2	126,9	167,9	221,3	253,4
2004	287,4	305,5	369,3	295	218,3	189,8	138,2	118,7	121,3	199,6	234,1	
2005	289,8	326,8	346,3	324,7	269,3	182,4	155,3	132,8	144	189,3	238,7	276,9
2006	275,8	273	360	348	291,5	242,8	145,8	109,3	120	154,2	247,8	259,1
2007	291,9	301,7	375,8	325,6	264,8		149		119,6	195,1	253,3	265,7
2008	289,8	332,9	364	357,4	280,7	196,5	137,8	125,1	121,3	159,8	218,7	256,9
2009	255,6	268,2	323,7	302,1	268,1	208			119,2	163,5	197,1	245,5
2010	271,2	269,7	332,3	293,5	268,4	174,2		119,2	120,4	143,6	216,4	244,2
2011	266,2	259,8	318,2	319,1	266,4	197,2			140,9	175,6	227,9	258
2012	272,8		343,8	301	267,3	208,1	148,5	112,6	121,5	163,1	197,7	248,7
2013	269,7	258,3	295,4		236,7		127,9	96,5	119,8	183,6	215	241,7
2014	267	285,6	302,8	278,4	225,8	181,6				167,9	203,1	243,9
2015	262,5	271,4	333,7	322,5	285,9		169,7		109,3	147,9	225,5	243,1

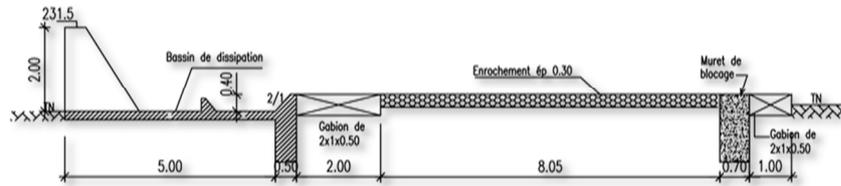
• **PLUVIOMETRIE TOTALE ANNUELLE**

Station de DIAPAGA

Année	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Pan (mm)
1943	0	0	10	47	30,3	226,5	236,6	432,1	112,3	8,2	0	0	1103
1944	0	0	6	10,5	10,9	92,8	113,2	234,7	113,1	51,6	0	7	639,8
1945	0	0	0	13,5		135,4	156,1	77,9	173,1	168,4	34	0	758,4
1946	0	0	0	0	94,5	109,7	156,4	182,2	268,4	11,8	0	0	823
1947	0	27	0	28,1	27	192,6	138,3	185,4	176,9	9,7	0	0	785
1948	0	0	0	35,8	125	183,6	241	285,3	131,3	0	0	0	1002,2
1949	0	0	0	21,7	82,6	42,2	109,2	196,3	113	46,1	23	0	634,1
1950	0	7,5	0	1,5	56,7	75	186,8	238,8	286,8	26,5	0	12,5	892,1
1951	0	0	37,1	0	99,4	55,6	220,6	249	230,8	133,1	23,3	0	1048,9
1952	0	0	0	23,9	47,7	151,3	145,4	266,3	167,8	0	0	0	802,4
1953	0	0	0	20	236	79,1	156,5	178,8	150,5	67,8	17,3	0	905,7
1954	0	0	3,7	44,7	99,8	159,6	186,2	303,1	170,9	1,7	11,7	0	981,4
1955	0	0	17,1	36,5	68	141,6	223,4	193,6	148,3	36,3	0	0	864,8
1956	0	0	10,8	32,2	54,2	115,1	255,9	329,7	164	56,6	0	1,5	1020
1957	0	0	0	30,3	58,2	95	196	276,5	173,8	65,2	0	0	895
1958	0	0	0	101,6	74,4	74	40,6	224,5	81,5	17,2	17,2	0	631
1959	0	8,2	14,4	49,2	50,2	90,2	200,7	439,4	136,9	12,2	0	0	1001,4
1960	0	0	11,5	68,2	38,4	73	250,8	104,7	176,9	9,9	0	0	733,4
1961	0	0	9,2	23,2	38,7	57,8	209,6	224,1	187,1	0	0	0	749,7
1962	0	0	0	59,2	66,3	113,3	95,1	378,7	303,7	25,9	34,1	0	1076,3
1963	0	0	12	14,6	126	133,8	134,6	166	250,7	56,2	5,9	0	899,4
1964	0	0	0,7	48	93,8	175,7	294,3	258,2	216,1	0	0	0	1086,8
1965	3,1	0	0	15,3	49,6	143,7	187,9	240,3	147,1	5,6	0	0	792,6
1966	0	0	30,3	37,9	96	133,1	116,1	238,6	225	14,9	2,8	0	894,7
1967	0	0	15,1	26,7	36,3	158,9	178,5	208,8	152,3	5,8	0	0	782,4
1968	0	0	0	31,6	156	158,7	128,2	199	109,5	59,2	0	0	841,8
1969	0	0	0	32,2	60,5	149,6	145,5	236,5	145,9	31,3	0,4	0	801,9
1970	0	0	0	0,3	67	103,5	216,3	428,1	145,1	0	0	0	960,3
1971	0	0	9,7	13,8	57,2	79	179,4	87,5	65,8	5,3	0	0	497,7
1972	0	0	0	16,4	126	83	113,4	154,4	136,4	33,8	0	0,5	663,4
1973	0	0	9,7	17,1	35,8	109,8	236,9	157,5	131,9	46,3	0	0	745
1974	0	0	0	0	130	67	220,8	207,8	141,1	35,7	0	0	802,7
1975	0	0	0	113,9	102	91,3	250,3	272,3	207,9	0	0	0	1038,1
1976	0	0	0	12,4	60,8	97,3	98,3	366,5	130,2	97,1	11,8	0	874,4

1977	0	0	4,5	2	40,8	67,6	145,1	210,8	124,2	20,5	0	0	615,5
1978	0	0	24,2	93,7	74,7	82,8	147,3	143,1	177,3	0	0	0	743,1
1979	0	0	3	0	75,9	136,3	168	198	103,2	63,9	0	0	748,3
1980	0		0	3,1		54,4	81,2	307,7	119,9	52,7	0	0	619
1981	0	0	0	15,7	113	121,3	256,3	168,6	91,6	62	0	0	828,3
1982	0	10,6	21	15	79,2	231	123,2	142	92,8	60,3	0	0	775,1
1983	0	6,6	0	0	94	88,9	158,3	187,3	86,9	0	0	0	622
1984	0		15,6	0	79,9	119,6	147,8	184,5	158,7	8,6	0	0	714,7
1985	0		0	6,8	22,1	119,1	116,8	149,1	96,4	0	0	0	510,3
1986	0	0	0	17,9	31,2	50,2	197,8	202,7	93,7	4,9	0	4	602,4
1987	0	0	2	0	30,5	87,4	215,5	175,6	0,9	25,7	0	0	537,6
1988	0		0	14,8	20,8	135,6	341,6	221,9	325,7	6,9	0	0	1067,3
1989	0	0	0	0	50,7	160,7	81,5	244,9	96,3	43,3	0	0	677,4
1990	0	0	0	0	33,3	104,2	197,3	91,4	149,3	0	0	0	575,5
1991	0	8	1,7	62,8	103	80,9	177	153,5	44,2	71,6	0	0	702,4
1992													0
1993	0	0	16,3	5,5	29,6	82,2	122,4	296,4	100,7	5,6	0	0	658,7
1994	0	0	0	29,5	91,3	156,5	192,4	497,2	153,8	116,1	0	0	1236,8
1995	0	0	4,3	17,6	45,9	70,7	155,9	273,1	63,8	25,8	10,3	0	667,4
1996	0	0	0	42,3	76	134,3	40,1	229,3	134,5	37,6	0	0	694,1
1997	0	0	89	3,5	120	144,2	54,5	125,1					536,1
1998				83,6	128	126	58,5	212,6	61,8	40,2	0	0	710,8
1999													0
2000					31,1	121,4	143,6	279	98,9	45,3	0	0	719,3
2001					178	157,1	179,5	193,5	69,8	7	0	0	784,6
2002				20,2	55,4	69,7	160,7	282,9	135,3	88,8	0	0	813
2003			6,5	43,4	74,1	121,2	211,7	344,3	212	14,8	0	0	1028
2004					72,2	45,3	162,2	212,7	172,6	16	0	0	681
2005													0
2006				0	59	57,3	191	255,7	146,1	16,8	0	0	725,9
2007				6,5	116	75,3	264,8	248,4	84,9	15,6			811,6
2008				37,7	58,7	150,8	286	161,8	161,7	50,5	0	0	907,2
2009				15,5	75,6		325,9	240	294,1	24,6	0	0	975,7
2010				6	121	142,4	154,3	288,9	185,9	171,1	0	0	1069,5
2011		6		8	35,9	61,4	73,5	290,9	109,8	19,6	0	0	605,1
2012	0	0	1	3	73,5	139,1	218,1	256,2	156	36,2			883,1
2013	13	0	0	31,5	111	111,5	173,2	300,4	116,6	47,5			904,2
2014	0	0	4	45,5	62	143,5	119,2	249	91	35			749,2

ANNEXE III : SCHEMA DU DEVERSOIR DE BOUDIERI



Coupe du déversoir

ANNEXE IV : PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL

❖ Mesures et Actions

L'élaboration des mesures environnementales dans le cadre de notre étude, tient compte des lois et règlements en vigueur au Burkina Faso pour mener une étude d'impacts en environnementale.

- ✓ Milieu biophysique
- Climat de la zone

Pendant les travaux, la pollution de l'air par les engins lourds peut être atténuée par l'arrosage des pistes qui seront empruntées par les engins afin de réduire la concentration de la poussière.

- Eaux de surface

Les risques de colonisation rapide du bassin versant par les champs et parfois même par la cuvette devront être prévenus par la délimitation d'une bande (boisée) de 100 m au moins au-delà de laquelle aucune parcelle de culture ne pourra être mise en valeur.

Les produits agrochimiques qu'utiliseront les populations devront être contrôlés par les services techniques compétents. Il est nécessaire de sensibiliser la population sur la consommation directe des eaux de la retenue.

- Eaux de souterraines

Les nappes souterraines sont alimentées par l'infiltration des eaux de surface et si des mesures sont prises pour minimiser le risque de pollution à la surface, les eaux souterraines seront préservées. Pour cela, une analyse périodique de la qualité des eaux de forages et des puits devra être faite.

- Sols

L'érosion hydrique pourrait occasionner une baisse au niveau de la fertilité des sols et des rendements. Des actions de défenses et de restauration des sols et de conservation des eaux et des sols devront être menées par la réalisation des seuils antiérosifs qui peuvent être :

- ✓ Les diguettes en terre
- ✓ Les cordons pierreux ou diguettes isohypses en pierre (les plus répandus)
- ✓ Les diguettes filtrantes (peu utilisés pour leur coût élevé)
- ✓ Les techniques végétatives (peu fréquentes)

Lors des travaux de réalisation, l'entreprise devra éviter de rendre les sols purulents (arrosage des pistes de chantier) et remettre les zones d'emprunt en état par l'épandage de la terre végétale.

- Flore

Au cours des travaux de réalisation, la cuvette du barrage sera étendue. Il nécessitera pour ce fait un abatage d'arbre et une inondation des champs des habitants en amont de la cuvette.

Pour atténuer ces dommages, des mesures seront entrepris comme suit :

- ✓ Limiter le déboisement au strict nécessaire
- ✓ Planter le long du cours d'eau
- ✓ Aménager des bosquets villageois

- Faune

La rupture du déversoir occasionnera une perte de la faune aquatique (poissons, grenouilles, ...) dans la cuvette.

Après finition de la reconstruction du déversoir, il faut en collaboration avec le Ministère des Ressources Animales et Halieutiques envisager une possibilité de remettre dans la cuvette les espèces de poissons capable d'y vivre.

- Agriculture

Les périmètres irrigués en aval du barrage sera mis hors exploitation durant le temps des travaux. Il sera donc difficile aux habitants d'exploiter le périmètre.

Pour pallier à ce problème, nous proposons une compensation en vivre durant au moins deux campagnes pour permettre aux familles exploitants le périmètre de vivre. Chaque famille devra en fonction du nombre bénéficier d'un sac de riz de 50 kg/ 5 personnes, un sac de maïs de 100 kg/ 10 personnes et d'un sac de 100 kg/10 personnes en mil.

- ❖ Stratégie de mise en œuvre

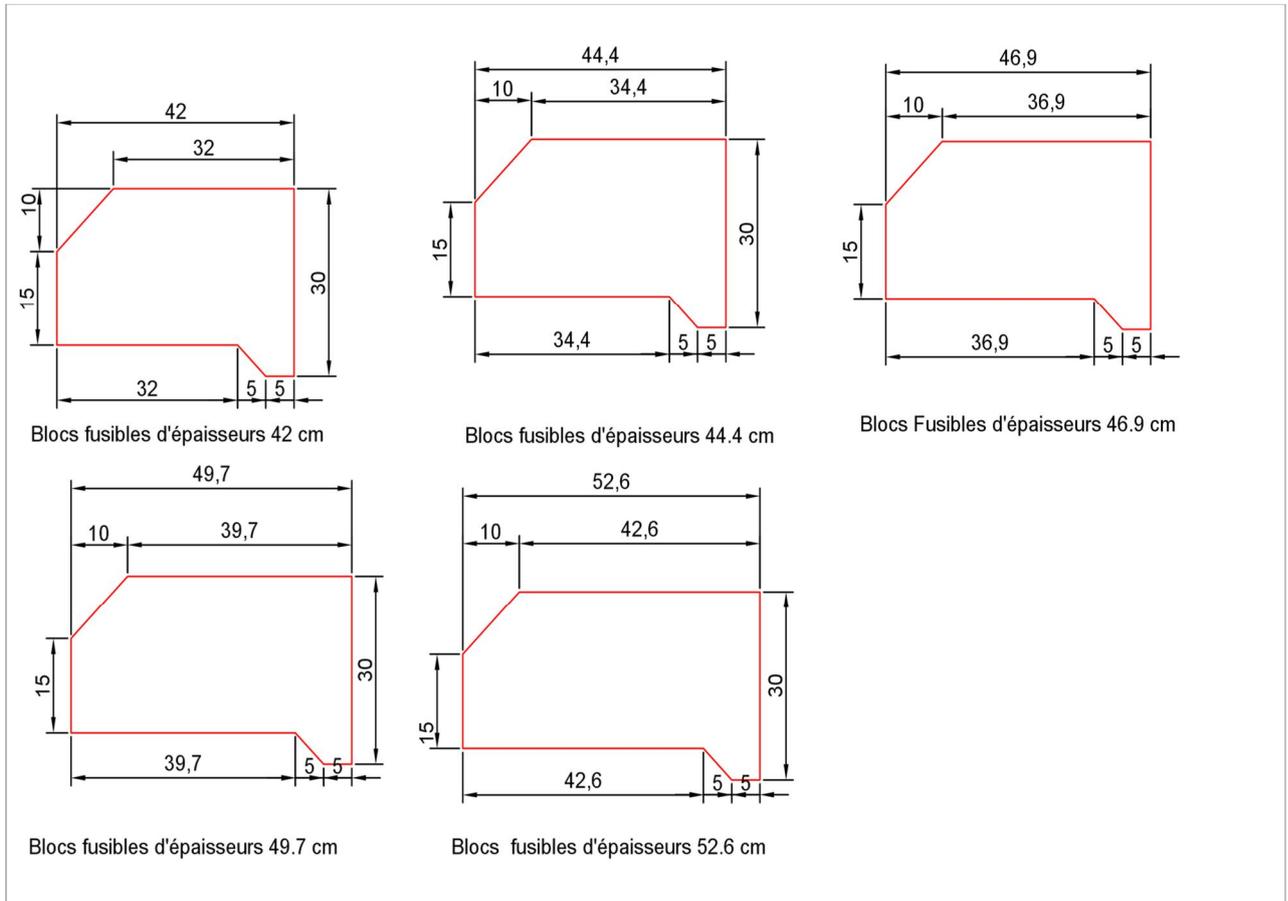
La stratégie de mise en œuvre sous-tend une préservation et une gestion durable des ressources de l'environnement de la zone du barrage est dictée par la nécessité d'associer les populations à la base à la gestion rationnelle des ressources de leurs terroirs. La mise en œuvre du plan de gestion se traduira par la participation consciente, responsable et permanente ceci jouant un grand rôle dans la restauration de l'environnement du barrage. La démarche s'articule autour de trois principales phases :

- L'information et la sensibilisation des acteurs qui consistera à organiser des séances de restitution du PGES. Les séances permettront de revenir sur les causes et effets de la dégradation de l'environnement. Ces actions d'information et de sensibilisation

devront viser à les rendre plus sensibles aux effets négatifs et à les motiver pour les actions à entreprendre pour les résoudre.

- La prise de décision sur la nécessité absolue de s'organiser pour améliorer leur cadre et condition de vie sera accentué.
- La communication entre les acteurs locaux, les services techniques, la Mairie et la Préfecture sera instauré.

ANNEXE V : SCHEMA DES BLOCS FUSIBLES



ANNEXE VI : FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE PAR LES DIFFERENTES ETUDES

• ÉTUDE DE ONBAH

1 : Localisation	Région : Est	
	Province : Tapoa	
	Commune : Kantchari	
	Village : Boudiéri	
	Coordonnées : latitude :	
	Longitude :	
2 : Digue	Type	: digue routière
	Longueur totale avec déversoir (m)	763
	Largeur en crête (m)	4,5
	Cote crête (m)	RG : 235.24 RD : 235.49
	Pente talus amont	: 1V/2H
	Pente talus aval	: 1V/2H
	Hauteur max digue (m)	4,5
3 : Evacuateur	Type	Radier submersible
	Position	: centrale
	Longueur (m)	321
	Cote de calage (m)	231,48
	Largeur en crête (m)	4,5
	Pente talus amont	1H/1V
	Hauteur max d'eau (m)	2
Cuvette	Superficie du bassin versant (km²)	1350
	Crue du projet (m³/s)	1080
	Volume apport d'eau moyen (m³)	115 000 000
	Capacité de la retenue (m³)	4 158 750
	Pluie annuelle moyenne (mm)	920

• **ÉTUDE DE GID/CAFI**

1 : Localisation	Région : Est	
	Province : Tapoa	
	Commune : Kantchari	
	Village : Boudiéri	
	Coordonnées : latitude : 12° 19' 24,2'' Nord	
	Longitude : 01° 09' 49,2'' Est	
2 : Digue	Type	: digue routière
	Longueur totale avec déversoir (m)	: 548
	Largeur en crête (m)	: 4,50
	Cote crête (m)	: 300,30
	Pente talus amont	: 1V/2H
	Pente talus aval	: 1V/2H
3 : Evacuateur	Type	: déversoir radier
	Position	: centrale
	Longueur (m)	: 320
	Cote de calage (m)	: 297,50
4 : Périmètre irrigué	Superficie aménagée (ha)	: 27 dont 25 exploitables
	Longueur canal primaire (CP) (m)	: 1 075 m
	Nombre de canaux secondaires (CS)	: 6
	Longueur totale des canaux secondaires (m)	: 1 666
Cuvette	Capacité de la retenue (m³)	1 700 000

- FICHE TECHNIQUE DE M.L. KONE**

1 : Localisation	Région : Est	
	Province : Tapoa	
	Commune : Kantchari	
	Village : Boudiéri	
	Coordonnées : latitude : 12° 20' 02'' Nord	
	Longitude : 01° 39' 00'' Est	
2 : Digue	Type	: digue routière
	Longueur totale avec déversoir (m)	562
	Largeur en crête (m)	5
	Cote crête (m)	
	Pente talus amont	: 1V/2H
	Pente talus aval	: 1V/2H
	Hauteur max digue (m)	4,5
3 : Evacuateur	Type	Radier submersible
	Position	: centrale
	Longueur (m)	: 320
	Cote de calage (m)	
	Largeur en crête (m)	4,5
	Pente talus amont	1H/1V
	Hauteur max d'eau (m)	2
Cuvette	Superficie du bassin versant (km²)	1350
	Crue du projet (m³/s)	1080
	Volume apport d'eau moyen (m³)	115 000 000
	Capacité de la retenue (m³)	4 200 000

ANNEXE VII : ABAQUES II 27 ET II 28

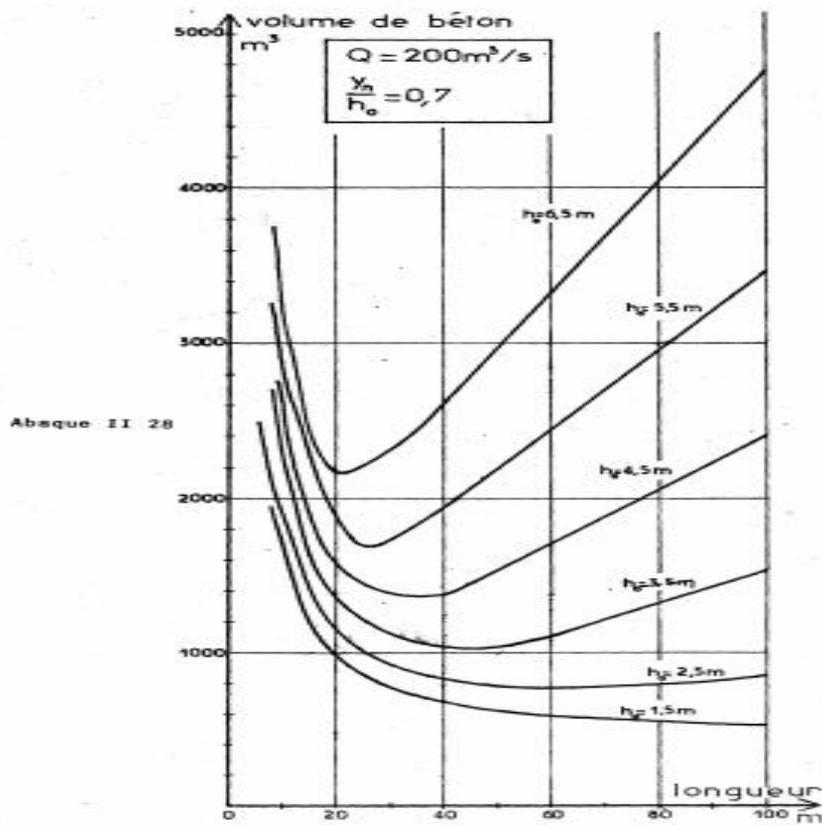
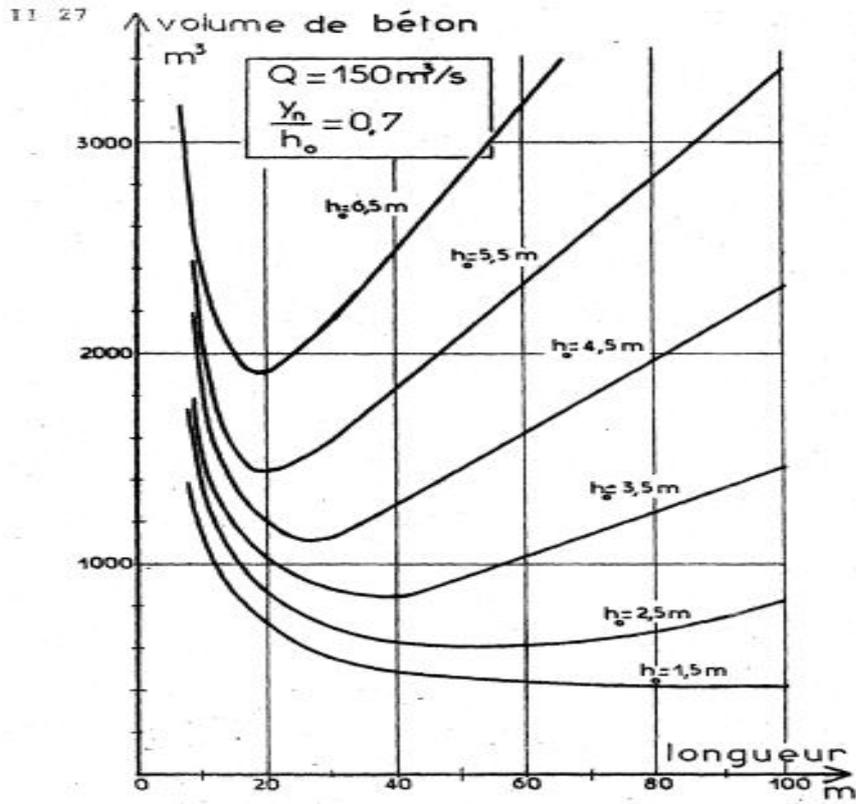


TABLE DES MATIERES

DEDICACE	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
SOMMAIRE	vii
LISTE DES TABLEAUX	ix
LISTE DES FIGURES	x
INTRODUCTION	1
OBJECTIFS DU TRAVAIL	3
1. Objectif général.....	3
2. Objectifs spécifiques	3
MATERIELS ET METHODES	4
I. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES ET NATURELLES DE LA COMMUNE DE KANTCHARI	5
1. Relief.....	5
2. Climat.....	5
3. Sols.....	5
4. Végétations	6
5. Cours d'eau	6
II. DESCRIPTION DU BARRAGE DE BOUDIERI	4
III. METHODOLOGIE	7
IV. MATERIELS	7
1. Études diagnostics.....	7
2. Délimitation du bassin versant	7
3. Estimation des besoins de l'irrigation	7
RESULTATS	9
CHAPITRE 1 : ETUDE DIAGNOSTISQUE	9

I. ETATS DES DEGRADATIONS DU BARRAGE DE BOUDIERI	9
1. La Digue.....	9
2. Le Déversoir.....	10
3. Le Bassin de dissipation.....	11
4. Le Chenal d'évacuation	11
5. La cuvette.....	12
6. La prise	12
7. Le périmètre irrigué	12
II. CAUSES ET CONSEQUENCES DES DEGRADATIONS.....	15
CHAPITRE 2 : ETUDE HYDROLOGIQUE.....	17
I. CARACTÉRISTIQUES DU BASSIN VERSANT	17
II. ÉTUDE DE CRUE	18
1. Détermination des paramètres de calcul.....	18
2. Détermination de la crue décennale par la méthode déterministe ORSTOM de AUVRAY-RODIER 20	
3. Détermination de la crue décennale par la méthode de régressions linéaires du CIEH	21
III. ETUDE ET BILAN DE LA RETENUE	24
1. Courbe Hauteur-volume et hauteur-surface	24
2. Évaluation des besoins agricoles, pastoraux et des pertes.....	25
CHAPITRE 3 : CONCEPTION GENERALE DU BARRAGE.....	28
I. ÉTUDE DE LA DIGUE.....	28
1. Typologie des barrages au niveau national	28
2. Étude de la digue.....	29
II. ETUDE DE L'EVACUETEUR DE CRUES	30
1. Choix de la position du déversoir ou évacuateur de crues	30
2. Dimensionnement de la longueur du déversoir	31
III. CHOIX DU TYPE DE DÉVERSOIR.....	32
1. Le seuil déversant.....	32
2. Détermination de la longueur et description du bassin de dissipation	32
3. Les blocs chicanes.....	32
4. Les bajoyers	33
CHAPITRE 4 : DIMENSIONNEMENT DES BLOCS FUSIBLES ET ÉTUDE DE DEUX VARIABLES.....	34

I. DIMENSIONNEMENT DES BLOCS FUSIBLES.....	34
II. ETUDES DE DEUX VARIABLES.....	35
1. Détermination du volume du béton en fonction de la longueur	35
2. Estimation du cout de l'ouvrage	37
III. ÉTUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE ET SOCIAL.....	37
DISCUSSION ET ANALYSES.....	38
I. LONGUEUR DE LA DIGUE ET DU DEVERSOIR DU BARRAGE DE BOUDIERI	38
II. COTE DE CALAGE DU DEVERSOIR.....	38
III. DEBIT DE PROJET.....	38
IV. AVANTAGES DU DEVERSOIR.....	39
V. DIFFICULTES DE LA MISE EN ŒUVRE DU PROJET.....	40
VI. ESTIMATION DU COUT DU PROJET.....	41
VII. AVANTAGES DES BLOCS FUSIBLES.....	41
CONCLUSIONS.....	42
RECOMMANDATIONS.....	43
BIBLIOGRAPHIE.....	44
ANNEXES.....	45
ANNEXE I : NOTE DE CALCUL	46
ANNEXE II : DONNEES METEOROLOGIQUES.....	65
ANNEXE III : SCHEMA DU DEVERSOIR DE BOUDIERI.....	68
ANNEXE IV : PLAN DE GESTION ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL.....	69
ANNEXE V : SCHEMA DES BLOCS FUSIBLES	72
ANNEXE VI : FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE PAR LES DIFFERNETES ETUDES	73
ANNEXE VII : ABAQUES II 27 ET II 28.....	76