



**Etudes techniques pour la réhabilitation du Barrage de
Boussouma, dans la Commune de Boussouma, Région du
Centre Nord, Burkina Faso**

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

SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE
OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le 20 Janvier 2020 par :

Baba OUEDRAOGO (2016 0033)

Directeur de Mémoire : Moussa LO, Enseignant GCH, 2iE

Maître de Stage : Aley SAOUTO, Ingénieur du Génie Rural, DGIH

Structure d'accueil du Stage : Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH)

Jury d'évaluation du Mémoire :

Président du Jury : Dr Dial NIANG

Membres et Correcteurs : Dr Vivien Chaim DOTO

M. Célestin OVONO MEZUI

Promotion [2019/2020]

DEDICACE

Je dédie ce document à :

- ✚ Mon défunt père, Feu OUEDRAOGO S. Kassoum qui nous a quitté depuis quelques années mais demeurant dans mon cœur. Que DIEU vous accueille avec satisfaction ;
- ✚ A ma mère, DOGA Minata, pour ses encouragements et ses conseils;
- ✚ A mon épouse pour sa patience et sa compréhension durant cette formation ;
- ✚ A toute ma famille maternelle et paternelle ;
- ✚ A tous mes amis, frères et sœurs qui nous ont soutenus tout au long de nos études.

REMERCIEMENTS

Il y a un adage africain qui dit que si le baobab a pu résister au vent et au tonnerre ce n'est ni par sa force, ni par sa robusté, mais plutôt à la terre mère qui lui a apporté son soutien. D'où le sens de nos remerciements à :

- ✚ L'ensemble du corps professoral et administratif de 2iE, plus particulièrement à tous ceux qui ont contribué à ma formation ;
- ✚ Mon Directeur de mémoire à 2iE, Monsieur Moussa LO, Enseignant au Département Génie Civil et Hydraulique (GCH) pour sa disponibilité, son assistance et ses conseils tout au long du processus d'élaboration de ce mémoire ;
- ✚ Monsieur le Directeur Général des Infrastructures Hydrauliques pour l'opportunité de stage qu'il a bien voulu nous accorder ainsi que pour l'accueil chaleureux, les conseils, l'écoute et la mise à notre disposition des moyens matériels et humains pour la réussite du stage ;
- ✚ Messieurs YE OUEBABENI Ernest et SEDGA Koudougou Achille respectivement directeur des études et travaux et directeur des opérations de maintenance des ouvrages hydrauliques à la DGIH pour l'accueil et pour avoir facilité le déroulement du stage;
- ✚ Monsieur Martin TANGA, chef de service suivi et exploitation à la DGIH pour sa disponibilité, ses conseils et l'appui technique à notre égard durant le stage;
- ✚ Notre maître de stage, Monsieur Aley SAOUTO, pour son dévouement au travail, son encadrement sans faille tout au long du stage ;
- ✚ Tout le personnel de la DGIH pour l'accueil et surtout leur ouverture qui a facilité notre intégration durant le stage ;
- ✚ Tous ceux ou celles qui, de près ou de loin, ont contribué à la réussite de ma formation.

RESUME

Le présent mémoire présente les résultats des études techniques pour la réhabilitation du barrage Boussouma. Ces études rentrent dans le cadre d'un programme de réhabilitation des barrages en réponse au fait que près de 40% des barrages au plan national connaissent des dégradations. Le barrage de Boussouma est alimenté par un bassin versant de 20,5 km² drainant en moyenne 1,94 millions de m³ d'eau par an. Il a été construit en 1987 et depuis 2013 son évacuateur de crue a été emporté mettant ainsi en arrêt les activités développées autour de l'ouvrage. L'objectif de la présente étude est de réaliser les études techniques pour la réhabilitation du barrage afin de permettre une relance des activités socioéconomiques interrompues depuis cet incident. Pour se faire, un diagnostic du barrage suivi de la réalisation des études de bases ont permis de redimensionner le barrage assorti d'un plan de gestion environnemental et social. La digue du barrage est en terre homogène avec une largeur en crête de 3,5 m et une longueur de 920 m (déversoir compris). La hauteur maximale de la digue était 4,5 m avec des talus amont et aval de 1V/2H. Le déversoir, long de 60 m, était constitué de deux murets en béton armé séparés par des enrochements et situé en rive gauche. A l'issue de cette étude de réhabilitation, un rehaussement de la digue et la construction d'un déversoir poids ont été retenus. La nouvelle digue sera également en terre homogène et long de 970 m (déversoir compris) avec une largeur en crête de 4 m calée à la cote 304.60 m. Les pentes de talus sont de 1V/2H. Le déversoir reste en rive gauche sur une longueur de 70 m avec un bassin de dissipation à ressaut de Type II à l'aval. L'ouvrage de prise sera reconstruit en remplaçant la conduite de béton par une conduite en fonte. Le coût des travaux est de **802 971 550** francs CFA HT.

Mots clés

- 1- **Boussouma ;**
- 2- **Diagnostic ;**
- 3- **Digue homogène ;**
- 4- **Etude technique ;**
- 5- **Reconstruction.**

ABSTRACT

This thesis presents the results of technical studies for the rehabilitation of the Boussouma dam. These studies are part of a program to rehabilitate dams in response to the fact that nearly 40% of dams nationwide are experiencing degradation. The Boussouma dam is supplied by a 20.5 km² watershed draining an average of 1.94 million m³ of water per year. It was built in 1987 and since 2013 its spillway has been taken away, thus putting an end to the activities developed around the structure. The objective of this study is to carry out technical studies for the rehabilitation of the dam in order to allow a revival of socioeconomic activities interrupted since this incident. To do this, a diagnosis of the dam followed by the completion of basic studies made it possible to resize the dam with an environmental and social management component. The dam is in homogeneous soil with a crest width of 3.5 m and a length of 920 m (weir included). The maximum height of the dike was 4.5 m with slopes upstream and downstream of 1V / 2H. The spillway, 60 m long, consisted of two reinforced concrete walls separated by rip rap and located on the left bank. As a result of this rehabilitation study, an upgrade of the dike and the construction of a weight weir were selected. The new dike will also be homogeneous and 970 m long (weir included) with a crest width of 4 m wedged to the coast 304.60 m. Slope slopes are 1V / 2H. The spillway remains on the left bank for a length of 70 m with a Type II spill catch basin downstream. The catch structure will be rebuilt by replacing the concrete pipe with a cast iron pipe. The cost of the work is **802 971 550** XOF without taxes.

Keywords

- 1- **Boussouma;**
- 2- **Diagnosis;**
- 3- **Homogeneous dike;**
- 4- **Technical study;**
- 5- **Reconstruction.**

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE BOUSSOUMA

DESIGNATION	CARACTERISTIQUES	
	AVANT REHABILITATION	APRES REHABILITATION
1. DONNEES GENERALES		
I.1. LOCALISATION		
Commune	Boussouma	
Province	Sanmatenga	
Région	Centre Nord	
Latitude	12°56'09,8"N	
Longitude	01°05'35"W	
Distance de Ouagadougou	83 km	
I.2. BASSIN VERSANT		
Superficie	25 km²	20,47 km²
Périmètre	19 km	22,42 km
Pente longitudinale moyenne	6 m/km	5,75 m/km
Longueur du cours d’eau principal	8 km	8,2 km
I.3. PLUVIOMETRIE		
Station	Poste de Korsimoro	Poste de Kaya
Pluie moyenne annuelle (Pan)	670,0 mm	652,5 mm
Pluie annuelle décennale humide	865,0 mm	826,1 mm
Pluie annuelle quinquennale sèche	520,0 mm	538,6 mm
Pluie annuelle décennale sèche	460 mm	478,9 mm
Pluie journalière décennale humide (P ₁₀)	90,0 mm	93,0 mm
Pluie journalière centennale humide (P ₁₀₀)	-	133,3 mm
I.4. DEBIT DE CRUE CARACTERISTIQUES		
Débit de crue décennale	26, 0 m³/s	90,0 m³/s
Débit de crue centennale (crue de projet)	60,0 m³/s	166,0 m³/s
I.5. APPORTS LIQUIDES		
Apport d'eau annuel en année moyenne	670 000 m³	1 937 034 m³
Apport d'eau annuel quinquennale sèche	390 000 m³	1 068 948 m³
Apport d'eau annuel décennale sèche	230 000 m³	746 568 m³
2. CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DU BARRAGE		
II.1. DIGUE		
Type	Terre homogène	Terre homogène
Longueur (Déversoir compris)	920 m	970 m
Cote crête	-	304,6 m
Largeur crête	3,50 m	4,0 m
Hauteur maximale	4,5 m	6,1
Pente talus amont et aval	2H/1V	2H/1V
Protection talus amont	Perré sec	Perré maçonné

Etudes techniques de réhabilitation du barrage de Boussouma dans la Commune de
Boussouma, Région du Centre Nord, Burkina Faso

Protection talus aval	Couche latéritique	Perré sec
II.2. DEVERSOIR		
Type	Murets en béton armé	Poids
Forme	Rectangulaire	Trapézoïdale
Position	Latérale rive gauche	Latérale rive gauche
Longueur	60,0 m	70,0m
Cote de calage	-	302,75 m
Largeur crête	-	1,00 m
Hauteur libre maximale	-	3,25 m
Type bassin de dissipation	-	A ressaut type II USBR
Largeur du bassin (m)	-	4,0 m
Protection aval	Enrochement	Enrochement
II.3. OUVRAGE DE PRISE		
Nombre	1	1
Commande	Vanne aval	Vanne aval
Position	Rive droite	Rive droite
Nature de la conduite	Béton armé	Fonte
Diamètre de la conduite	250 mm	250 mm
II.4. CAPACITE DE LA RETENUE		
Volume du barrage	600 000 m ³	818 890 m ³
Superficie du plan d'eau normal (PEN)	48,0 ha	54,67 ha
Superficie du plan des hautes eaux (PHE)	-	78,0 ha
COÛT DE REALISATION DES TRAVAUX (F CFA HT)		
	-	802 971 550

SIGLES ET ABREVIATIONS

2iE	:	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
AGHI	:	Aménagement, Génie civil, Hydraulique et Informatique (Bureau d'étude)
ANAM	:	Agence Nationale de la Météorologie du Burkina
CIEH	:	Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
CIGB	:	Comité International de Grands Barrages
DGIH	:	Direction Général des Infrastructures Hydrauliques
EIER	:	Ecole Inter-Etats d'Ingénieur de l'Équipement Rural
ETM	:	Evapotranspiration Maximale
ETP	:	Evapotranspiration Potentielle
FAO	:	Food and Agriculture Organization of the United Nations
GPS	:	Global Positioning System
IC	:	Intervalle de Confiance
IPS	:	Indice de Pluie Standardisée
K_G	:	Coefficient de GRAVELUS ou Indice de compacité
MEA	:	Ministère de l'Eau et de l'Assainissement
NIES	:	Notice d'Impact Environnemental et Social
ODE	:	Office de Développement des Eglises évangéliques
ONBHA	:	Office National des Barrages et des Aménagements Hydro- Agricoles
ORSTOM	:	Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
PCD	:	Plan Communal de Développement
PEN	:	Plan d'Eau Normale
PGES	:	Plan de Gestion Environnementale et Sociale
PHE	:	Plan de Hautes Eaux
PRD	:	Plan Régional de Développement

SOMMAIRE

Dédicace	i
Remerciements	ii
Résumé.....	iii
Abstract	iv
Fiche technique du barrage de Boussouma	v
Sigles et abreviations	vii
Sommaire	1
Liste des tableaux	3
Liste des figures	4
Introduction.....	5
I. Objectifs de l'étude	6
1.1. Objectif général	6
1.2. Objectifs spécifiques.....	6
II. Présentation de la structure d'accueil.....	7
III. Présentation de la zone d'étude	9
3.1. Situation géographique	9
3.2. Caractéristiques physiques et naturelles	10
3.3. Hydrographie.....	11
3.4. Régime climatique.....	11
3.5. Situation démographique	12
IV. Matériel et Méthodes	13
4.1. Matériel	13
4.2. Méthodes	13
4.2.1. Etudes diagnostiques	13
4.2.2. Etudes topographiques et géotechniques	14

4.2.3.	Etude de la pluviométrie	14
4.2.4.	Etudes hydrologiques	15
4.2.5.	Conception et dimensionnement du barrage.....	26
V.	Résultats et discussion.....	34
5.1.	Etude diagnostique	34
5.1.1.	Historique du barrage de Boussouma.....	34
5.1.2.	Caractéristiques initiales du barrage	34
5.1.3.	Caractéristiques actuelles du barrage	35
5.1.4.	Causes et conséquences des dégradations constatées.....	38
5.2.	Synthèse des études de base.....	39
5.2.1.	Etudes topographiques.....	39
5.2.2.	Etudes géotechniques	39
5.2.3.	Etude pluviométrique	40
5.2.4.	Etudes Hydrologiques	42
5.3.	Propositions de réhabilitation du barrage	49
5.3.1.	Pour la digue	49
5.3.2.	Pour l'évacuateur de crue	50
5.3.3.	Pour l'ouvrage de prise.....	50
5.4.	Conception et dimensionnement du barrage.....	51
5.4.1.	Etude de la digue	51
5.4.2.	Evacuateur de crue	52
5.4.3.	Ouvrage de prise	54
5.5.	Dispositif de suivi et de maintenance	55
5.5.1.	Dispositif de suivi du barrage	55
5.5.2.	Dispositif de surveillance et d'entretien	55
5.6.	Notice d'impact environnemental et social	56
5.7.	Coût du projet.....	58
	Conclusion et recommandations.....	60
	Références bibliographiques.....	61
	ANNEXES	62

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Classe de bassin en fonction de sa taille.....	15
Tableau 2: Classes de bassins en fonction de la pente	16
Tableau 3: Calcul de Kr10 (%) en fonction de la géologie et de la précipitation annuelle	19
Tableau 4 : Paramètres de calcul de la crue décennale selon la méthode CIEH.....	22
Tableau 5: Formules de calcul de la dégradation spécifique	25
Tableau 6: Fruit indicatif des talus des barrages stables	28
Tableau 7: Calcul de l'infiltration dans la digue	29
Tableau 8: Caractéristiques initiales du barrage de Boussouma	35
Tableau 9 : Causes probables des dégradations du barrage de Boussouma	38
Tableau 10 : Caractéristiques des échantillons de pluie	40
Tableau 11: Synthèse de l'analyse pluviométrique à Boussouma.....	42
Tableau 12: Caractéristiques morphométriques du bassin versant	44
Tableau 13: Résultats de calcul de la crue décennale.....	45
Tableau 14: Résultat de calcul de la crue du projet.....	45
Tableau 15: Synthèse des besoins en eau	46
Tableau 16: Synthèse des pertes infiltration et évaporation	47
Tableau 17 : Evaluation des dépôts solide:.....	47
Tableau 18: Apports liquides du bassin versant en période sèche	47
Tableau 19: Principales caractéristiques de la digue	51
Tableau 20: Etude de la stabilité du déversoir	52
Tableau 21: Dimensions du bassin de dissipation.....	53
Tableau 22: Résultats du pré-dimensionnement des murs bajoyers	54
Tableau 23: Identification des impacts de réhabilitation du barrage de Boussouma	57
Tableau 24: Matrice d'évaluation de FECTEAU	58
Tableau 25: Coût du projet	59

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Organigramme de la DGIH.....	8
Figure 2: Localisation de la Commune de Boussouma	9
Figure 3: Carte des sols du bassin versant	10
Figure 4: Planche illustrant quelques dégradations sur la digue	36
Figure 5: Planche illustrant l'état actuel de l'évacuateur de crue.....	37
Figure 6: Courbes hauteur-surface et hauteur-volume	39
Figure 7: Répartition de la pluie annuelle.....	41
Figure 8: Indices de pluies standardisées.....	41
Figure 9: Carte du Bassin versant du barrage de Boussouma.....	43
Figure 10: Courbe hypsométrique du bassin versant	43
Figure 11: Hydrogramme de crue	46
Figure 12: Courbe d'exploitation du barrage de Boussouma	48
Figure 13: Illustration des travaux de réhabilitation de la digue.....	49
Figure 14: Profil type du seuil déversant	50
Figure 15: Coupe transversale du mur bajoyer	54

INTRODUCTION

La disponibilité de la ressource en eau constitue une préoccupation majeure des pays sahéliens. Le Burkina Faso où l'agriculture et l'élevage constituent des secteurs qui occupent majoritairement la population rurale ne fait pas exception. Malheureusement, ces secteurs sont soumis aux aléas climatiques, en l'occurrence la baisse de la pluviométrie ainsi que son inégale répartition spatiale et temporelle. En effet, les changements climatiques, dans le contexte du Burkina Faso, restent caractérisés par une migration sensible des isohyètes, une migration sensible des isothermes, la forte variabilité de la pluviosité, l'augmentation de l'ampleur et de l'intensité des extrêmes climatiques tels que les sécheresses, les inondations, les vagues de chaleur, les vents violents et les vents de poussière [1].

Dans le cadre de la lutte contre l'insécurité alimentaire, le gouvernement du Burkina Faso a accru depuis les années 1970 marquées par des sécheresses intenses, la construction d'ouvrages de mobilisation des ressources en eau en vue d'accompagner les populations riveraines dans la pratique de l'agriculture de contre saison et la satisfaction des besoins en eau pastoraux et courants des populations. Aujourd'hui, plus de 40% des ouvrages connaissent diverses formes de dégradations entraînant une forte diminution de leur capacité utile [2]. Ces dégradations ont entraîné la rupture totale de certains ouvrages, à l'image du barrage de Tanvi Nakamtenga (à Koubri dans la province du Kadiogo) emporté par de fortes crues en août 2017.

Au regard de cette forte proportion de barrages dégradés, les autorités du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA) ont entrepris un programme de réhabilitation pour permettre de relancer les activités socio-économiques aux alentours. C'est dans ce sens que le MEA, à travers la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH) a lancé en mai 2019, des études pour la réhabilitation de 10 barrages dont celui de Boussouma.

Le barrage de Boussouma, dans la commune de Boussouma, région du Centre-Nord est une retenue d'eau à vocation agricole, réalisé en 1987 et qui a vu son état complètement dégradé à partir de 2013 avec la rupture du déversoir. Les études ont été confiées à un bureau d'études et la contribution du stagiaire vise à faire des études techniques qui aideront la DGIH dans l'appréciation des options qui seront proposées par le consultant.

I. OBJECTIFS DE L'ETUDE

1.1. Objectif général

L'objectif global est de réaliser les études techniques de faisabilité pour la réhabilitation du barrage de Boussouma dans la commune de Boussouma, Région du Centre Nord.

1.2. Objectifs spécifiques

De façon spécifique, il s'agit :

- ✓ de faire le diagnostic du barrage;
- ✓ de réaliser les études de base ;
- ✓ de faire la conception et le dimensionnement du barrage assortis des plans d'exécution des différents ouvrages ;
- ✓ de réaliser une notice d'impact environnementale et social
- ✓ d'estimer le coût des travaux de réhabilitation du barrage.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

Dans le cadre de ce stage de fin de cycle, nous avons été reçus par la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques (DGIH). C'est une direction centrale du Ministère de l'Eau et de l'Assainissement dont les attributions, l'organisation et le fonctionnement sont régis par arrêté ministériel, notamment l'Arrêté n°2016/0063/MEA/CAB du 10 Août 2016 portant attributions, organisation et fonctionnement de la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques.

La DGIH a pour principale mission, l'élaboration et le suivi de 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. Elle comprend deux directions techniques que sont:

- ✓ la Direction des Etudes et des Travaux (DET) ;
- ✓ la Direction des Opérations de Maintenance des Ouvrages Hydrauliques (DMOH).

Outre ces directions techniques, la DGIH comporte des structures d'appui dont un Secrétariat de Direction, un Service Administratif et Financier, une Cellule d'Assistance (Figure 1)

En plus de sa mission principale ci-dessus, la DGIH assure la tutelle technique de projets et programmes de développement au nombre desquels on peut citer :

- le projet de mobilisation et de valorisation des eaux de surface dans la région du Plateau Central (PMVEC) ;
- le projet de restauration, de protection et de valorisation du Lac Bam (PRPV/LB) ;
- le projet de valorisation du barrage souterrain de Naré et de réhabilitation des infrastructures connexes (PRV/BSN) ;
- le programme de développement intégré de la vallée de Samendeni (PDIS) ;
- le projet de réhabilitation de barrages et d'aménagement de périmètres irrigués et de bas-fonds dans les provinces du Boulkiemdé, du Ziro, du Sanguié et des Balés (PRBA) ;
- le projet de Construction du barrage de Bambakari dans la commune de Tin-Akoff, province de l'Oudalan, région du Sahel, phase II (PCB-Bambakari) ;
- le projet d'Aménagements hydrauliques multi-usages et multi-villages pour la contribution à l'atteinte de la sécurité alimentaire dans la commune rurale de Kourinion, province du Kénédougou, région des Hauts-Bassins au Burkina Faso (PRAMU).

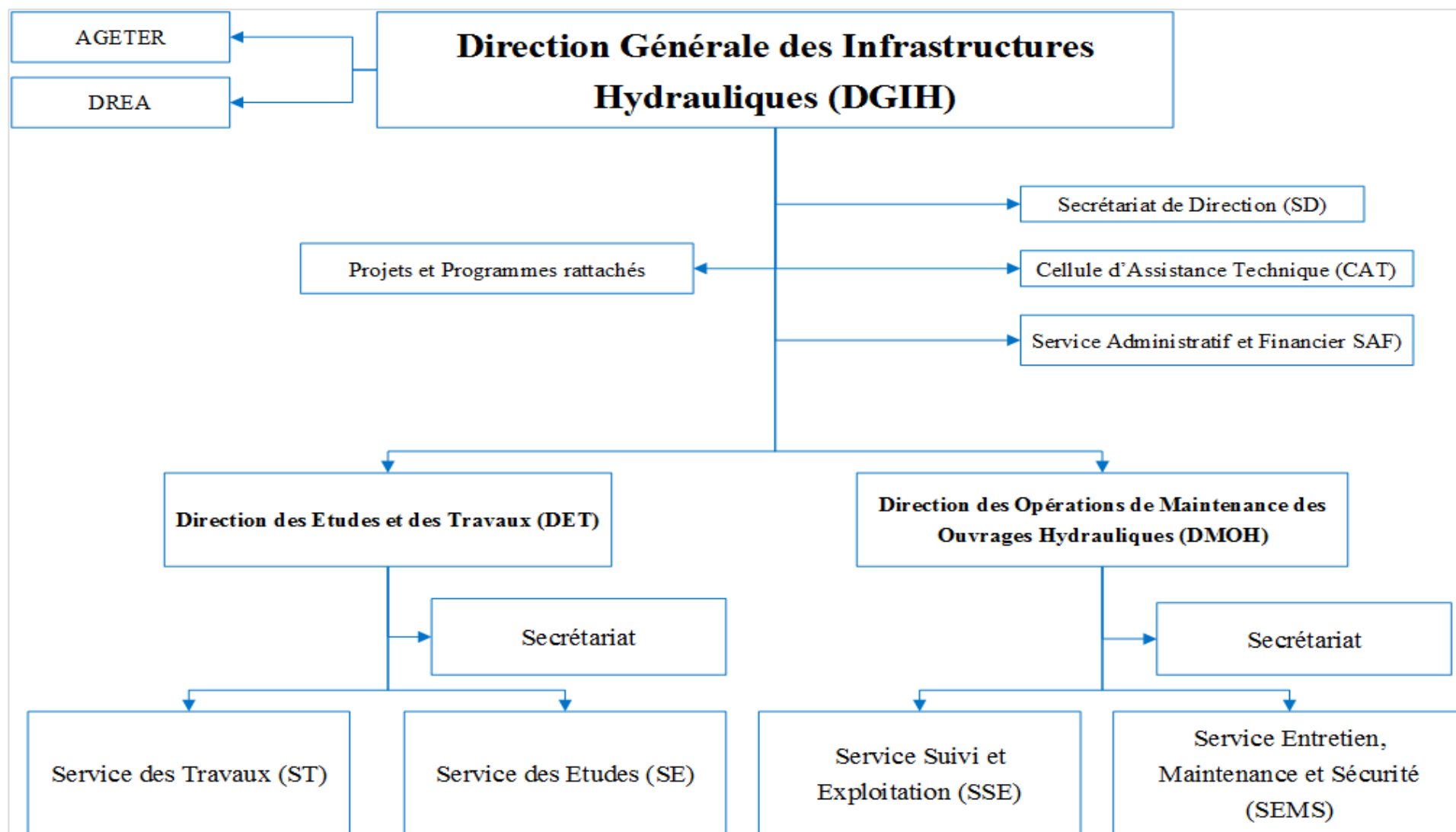


Figure 1: Organigramme de la DGIH

III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

3.1. Situation géographique

La commune de Boussouma est accessible par la route nationale n° 3 Ouagadougou-kaya à environ 80 km de Ouagadougou. Elle est l'une des 11 communes qui comptent la province du Sanmatenga. Elle fait frontière avec cinq (05) communes toutes de la province du Sanmatenga (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

Le site du barrage faisant l'objet de notre étude est accessible par une bifurcation à gauche à l'entrée de la ville et du côté de la mairie à environ 3 km.

Les coordonnées GPS du site prises en un point du déversoir sont:

- Longitude : 01°05'35"W ;
- Latitude : 12°56'09,8"N

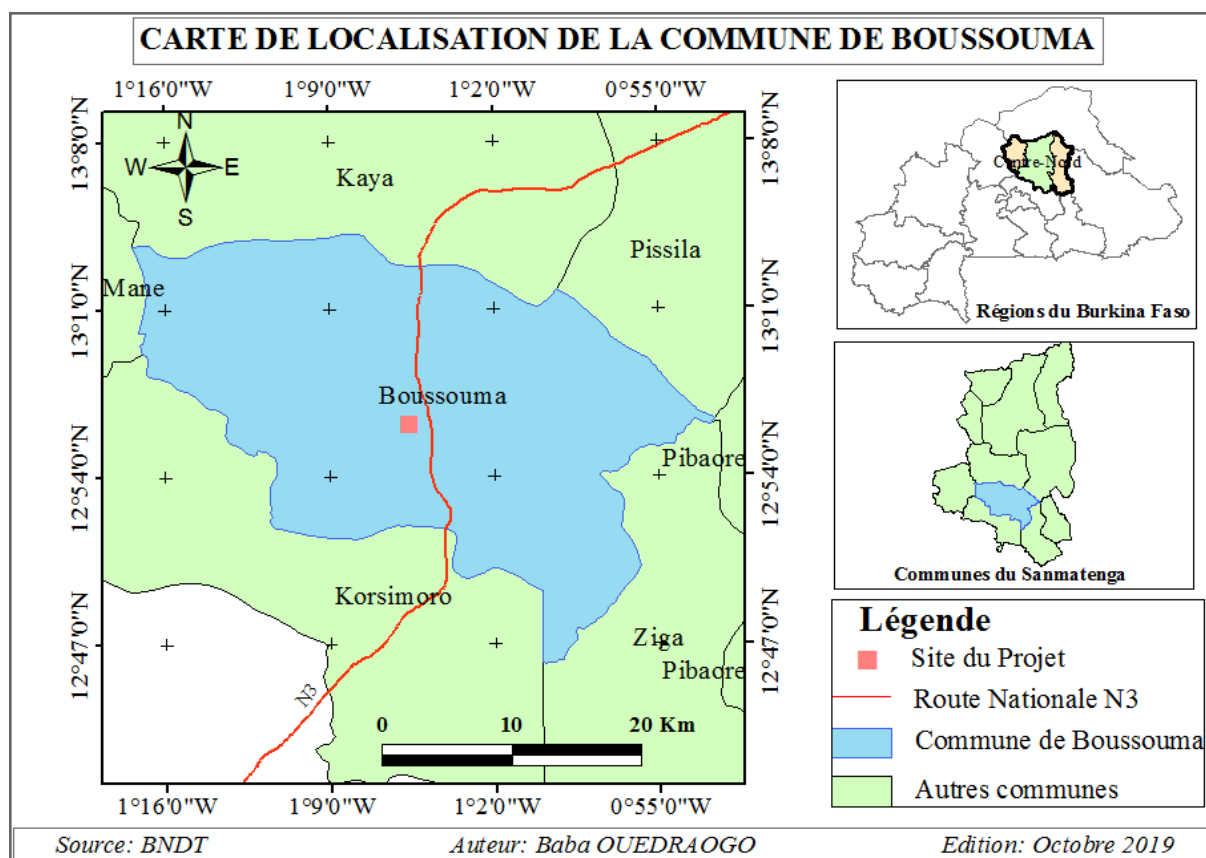


Figure 2: Localisation de la Commune de Boussouma

3.2. Caractéristiques physiques et naturelles

Géologie et pédologie

Du point de vue géologique, la zone du projet repose sur des formations cristallines constituées de roches volcano-sédimentaires. Ces formations constituent des assises favorables aux fondations des ouvrages dont les barrages.

Au plan pédologique, on rencontre six (06) types de sols dans la zone du projet regroupés principalement en quatre types [3] de sol que sont :

- ✓ les sols sur cuirasse ferrugineuse ou bauxitique localisés sur les collines. Il s'agit de sols peu évolués et peu profonds à valeur agricole très faible et utilisés à des fins sylvo-pastorales ;
- ✓ les sols des plateaux cuirassés qui connaissent le phénomène très accentué du cuirassement et présentent la même vocation que les sols précédents ;
- ✓ les sols ferrugineux tropicaux qui se rencontrent sur les pentes supérieures des collines. Peu profonds, ils ont une vocation essentiellement agro-sylvo-pastorale ;
- ✓ les sols sablo-limoneux à argileux rencontrés dans les vallées. Très profonds, ils sont aptes à l'agriculture.

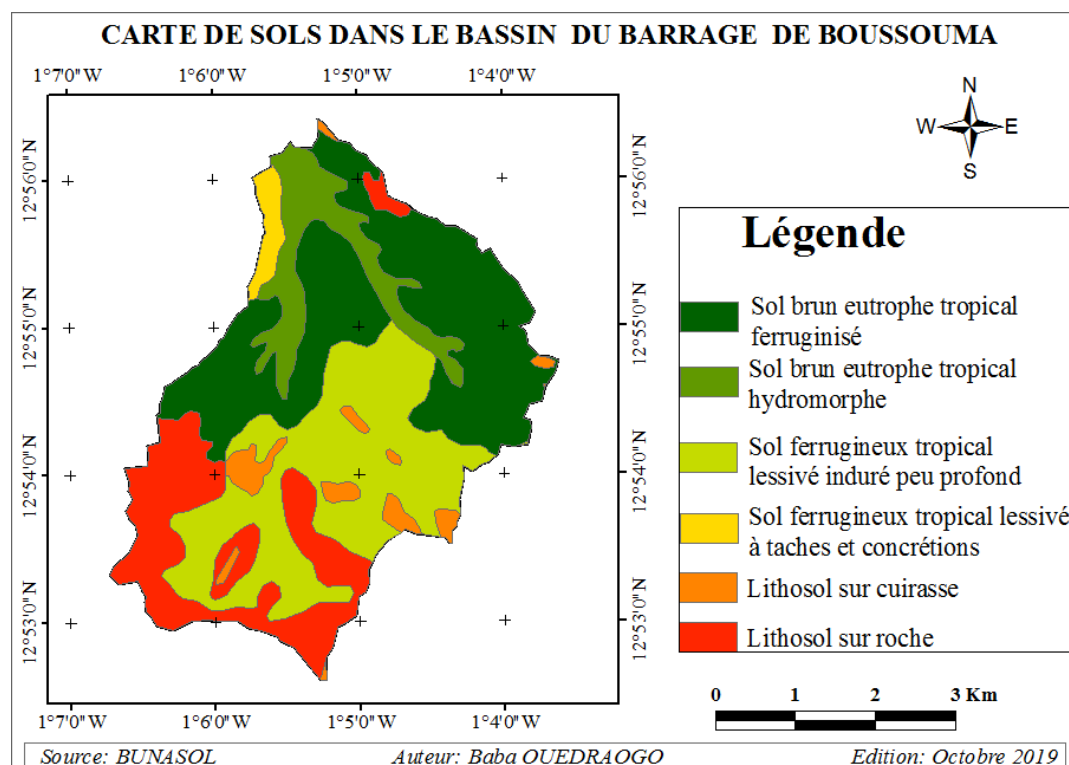


Figure 3: Carte des sols du bassin versant

Végétation

Le couvert végétal de la commune de Boussouma est diversifié et se compose en sa grande partie de savane arbustive. De façon générale, la végétation de la commune subit depuis plusieurs décennies, une forte dégradation liée aux aléas climatiques, au surpâturage et à la pression démographique [4]. Les espèces dominantes que l'on rencontre dans la commune sont : *Adansonia digitata* (Baobab), *Adzadirachta indica* (Nime), *Balanites aegyptiaca* (Datier du désert), *Eucalyptus camaldulensis* (Eucalyptus), *Lannea microcarpa* (Raisin sauvage), *Tamarindus indica* (Tamarinier), *Ziziphus mauritiana* (Jujubier), *Vittellaria paradoxa* (Karité), *Khaya senegalensis* (Caïcédrat), etc.

Relief

Le relief de l'espace communal de Boussouma se compose principalement de chaîne de collines birrimiennes. Ces collines sont très marquées par le phénomène du cuirassement bauxitique ou ferrugineux [4]. Les besoins de plus en plus croissants des terres agricoles, les flancs des collines sont aménagés et des terres dénudées font l'objet de récupération.

3.3. Hydrographie

La commune de Boussouma est entièrement drainée par des affluents du Nakanbé, un des quatre principaux cours d'eau du Burkina. La commune dispose de quelques ouvrages de mobilisation des ressources en eau. Cependant, ces ouvrages sont de faible capacité de stockage et tarissent pour la plus parts entre Janvier et Mai.

3.4. Régime climatique

La commune de Boussouma se trouve dans la zone soudano sahélienne selon la subdivision de Jaeger, 1968 [5]. La zone est marquée par l'alternance de deux saisons :

- Une saison des pluies qui s'étend généralement de juin à octobre. La part importante des précipitations annuelles est observée au cours des mois de juillet, Août et Septembre.
- Une saison sèche relativement longue, de novembre à mai. Pendant la période froide (décembre – janvier), la zone est soumise au régime d'un vent desséchant (harmattan) qui accentue en avril l'effet des températures.

3.5. Situation démographique

Effectif de la population

Au recensement général de la population et de l'habitat (RGPH, 2006), la commune de Boussouma comptait 82 615 habitants et 12 308 ménages. Cette population est constituée de 53,78% de femmes contre 46,22% d'hommes. Le taux d'accroissement de la population est de 2,25% par an [4]. La population bénéficiaire du barrage est estimée à 10 018 personnes. Avec le taux d'accroissement de 2,25%, l'effectif de la population bénéficiaire est estimé à 13 379 et 26 668 personnes respectivement en 2019 et 2050.

Migration de la population

Le mouvement migratoire de la commune de Boussouma est marqué par des migrations internes et externes. Les migrations internes sont les migrations agricoles marquées par le déplacement de producteurs vers les zones les plus propices aux activités agricoles et les migrations pastorales vers les zones de pâtures les plus abondantes. Les migrations externes sont pour l'essentiel celles qui se font de la commune vers les grands centres urbains et/ou vers d'autres pays à la recherche du bien-être. L'émigration concerne principalement la population jeune (15 à 35 ans). Ces dernières années, on assiste à un départ de la population vers les sites d'orpaillage dans différentes localités du pays mais aussi dans les pays voisins. La réhabilitation du barrage est un facteur de fixation de la population en ce sens qu'elle permettra de relancer les activités socio-économiques des populations riveraines.

IV. MATERIEL ET METHODES

4.1. Matériel

Tout au long du travail, un ensemble d'outils a été utilisé. Il s'agit entre autre de :

- Un GPS pour la prise des coordonnées géographiques ;
- HyfranPlus : pour l'analyse fréquentielles des pluies ;
- AutoCAD 2016 : pour les différents dessins ;
- CYPE 2014 : pour dimensionner les murs bajoyer ;
- GéoSlope 2012 : pour vérifier la stabilité des pentes des talus ;
- ArcGis 10.3 : pour délimiter le bassin versant et éditer les différentes cartes ;
- CLIMWAT 2.0 for CROPWAT : pour la détermination des coefficients culturaux ;
- et le pack office pour le calcul et la rédaction du rapport ;
- des données pluviométriques de la station de Kaya ;
- des données d'évaporation bac A de la station synoptique de Ouagadougou Aéroport ;
- L'image satellitaire (Model Numérique de Terrain) de la zone du projet.

4.2. Méthodes

La méthodologie utilisée pour conduire l'étude a consisté d'abord à faire le diagnostic du fonctionnement des différentes parties du barrage. La suite est marquée par la réalisation des études de base pour le redimensionnement des ouvrages du barrage et, enfin, la proposition de réhabilitation du barrage assortie d'un plan de suivi et de gestion du barrage.

4.2.1. Etudes diagnostiques

Cette partie a fait l'objet d'une recherche documentaire sur l'ouvrage et une visite terrain. Cette dernière nous a permis non seulement d'identifier et de décrire les dégradations et anomalies constatés sur les ouvrages du barrage, mais aussi et surtout de déterminer les différentes causes probables et conséquences de ces dégradations. Certaines données pour la réalisation des études de base ont été collectées au cours de cette phase.

4.2.2. Etudes topographiques et géotechniques

Le levé topographique a été réalisé par le bureau d'études « Aménagement Génie civil Hydraulique et Informatique » (AGHI) qui a mis à notre disposition, sur recommandation de la structure d'accueil, un fond topographique de la cuvette du barrage. A partir du fond, les différentes couches ont été extraites pour la suite des travaux. Les courbes de niveaux ont été converties en image raster afin d'estimer les surfaces et les volumes entre les côtes 298,0 m à 305 m à partir du logiciel ArcGis. Les études géotechniques ont été également réalisées par le bureau AGHI qui nous a fourni des informations relatives à la profondeur de la tranchée d'ancrage ainsi que la capacité et la position des zones d'emprunts.

4.2.3. Etude de la pluviométrie

Elle a été faite avec des données de pluies annuelles et de pluies maximales journalières de la station climatique de Kaya du fait de la disponibilité des données. Ces données couvrent la période 1985 à 2015 (Pluies annuelles) et 1982 à 2014 pour les pluies maximales journalières. Lors des études initiales, les données de la station de Korsimoro ont été utilisées mais nous n'avons pas eu de données couvrant la période de rupture du barrage d'où recours à la station de Kaya pour les présentes études. L'analyse a permis d'identifier le régime hydrologique associé à la zone du projet sur la base des régimes ci-dessous définis par Rodier [5] :

- régime désertique, au nord de l'isohyète 100 mm ;
- régime subdésertique, entre les isohyètes 100 et 300 mm ;
- régime sahélien, entre les isohyètes 300 et 750 mm ;
- régime tropical sec, entre les isohyètes 750 et 1000 mm.

L'analyse des données pluviométriques a également permis de faire une appréciation globale de la tendance des précipitations à travers les indices de pluies standardisées (IPS) dont la formule de calcul est donnée par :

$IPS = \frac{P_i - \bar{P}}{\sigma}$	P_i : Cumul pluviométrique de l'année i, $\bar{P}$: Pluie moyenne annuelle de la série chronologique, σ : écart type standard de la série. Si IPS est $\begin{cases} > 0; \text{Année excédentaire} \\ < 0; \text{Année déficitaire} \end{cases}$
--------------------------------------	--

A la suite de cette caractérisation, une analyse statistique des deux séries (pluies annuelles et pluies maximales journalières) a permis de déterminer les quantiles pour différentes périodes

de retour. L'ajustement de ces données pluviométriques a été fait avec le logiciel HYFRAN Plus. La loi Normal de GAUSS et celle de GUMBEL ont été utilisées respectivement pour ajuster les pluies moyennes annuelles et les pluies maximales journalières.

Les fonctions de répartition ou probabilité de non dépassement ainsi que les paramètres de ces lois sont de la forme :

Loi	Fonction de répartition	Paramètre de la loi
GAUSS	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2}u^2} du ;$ $u = \frac{x - \bar{x}}{\sigma}$	✓ u : variable réduite ✓ $\bar{x}$ et σ : respectivement la moyenne et l'écart type de la serie
GUMBEL	$F(x) = e^{-e^{-a(x-x_0)}}$	✓ x_0 : paramètre de position ✓ a : paramètre d'échelle

4.2.4. Etudes hydrologiques

4.2.4.1. Caractérisation du bassin versant

Le bassin versant topographique en une section d'un cours d'eau se définit comme étant la totalité de la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section appelé exutoire [6]. Il est entièrement caractérisé par cet exutoire, à partir duquel ces limites peuvent être déterminées. Les outils du système d'information géographique ont permis, à partir de modèles numériques de terrains téléchargés sur le site de NASA, de déterminer les limites du bassin versant ainsi que le calcul des paramètres morphologiques comme le périmètre et la surface. Suivant la taille du bassin versant, on distingue quatre classes (Tableau 1) définies par Rodier dans bulletin 54 de la FAO [5].

Tableau 1: Classe de bassin en fonction de sa taille

Classe de bassin versant		Superficie (S) du bassin versant
Classe 1	Très petits bassins versants	$S < \text{quelques ha}$
Classe 2	petits bassins versants	$2 < S < 40 \text{ km}^2$
Classe 3	bassins versants moyen	$40 < S < 1000 \text{ km}^2$
Classe 4	Grands bassins versant	$S > 1000 \text{ km}^2$

Indice de compacité K_G

Le coefficient de Gravelius ou coefficient de forme, est calculé par la formule suivante :

$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}}$	avec	✓ P [km]: le périmètre du bassin versant ✓ S [km²]: la surface du bassin versant
si		✓ $K_G = 1$: Bassin versant circulaire ✓ $1 < K_G < 1,3$: Bassin versant compact ✓ $K_G > 1,3$: Bassin versant allongé

Longueur du rectangle équivalent

C'est la longueur qu'aurait un rectangle de même dimensions (Surface et de Périmètre) que le bassin versant. Elle est calculée par la formule suivante :

$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	avec	✓ P : le périmètre du bassin versant [km] ; ✓ S : la surface du bassin versant [km²] ; ✓ L : la longueur du rectangle équivalent [km]
--------------------------------------	------	--

Pente longitudinale

Pente longitudinale du Bassin versant

Elle a été calculée suivant la formule simplifiée de GRESILLON.

$I_{(BV)} = \frac{26}{\sqrt{S}}$	avec	✓ I_{BV} : la pente longitudinale du bassin [m/km] ; ✓ S: la superficie du bassin versant [km²]
----------------------------------	------	--

Selon la valeur de la pente longitudinale, le bassin sera classé suivant les six classes (Tableau 2) défini par l'Office de Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer (ORSTOM) [6].

Tableau 2: Classes de bassins en fonction de la pente

Classe	Description
R1	Bassins de pentes extrêmement faibles inférieures à 2 m/km (2‰).
R2	Bassins de pentes faibles comprises entre 2 m/km et 5 m/km (2‰ et 5‰). Ce sont des bassins de plaine
R3	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	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	Bassins de pentes fortes : pentes longitudinales comprises entre 2 et 5%, pentes transversales entre 8 et 20%. Ce sont des régions de collines

R6	Bassins de pentes très fortes : pentes longitudinales supérieures à 5%, pentes transversales supérieures à 20%. Ce sont des régions de montagnes
-----------	--

Pente longitudinale du cours d'eau principal

Elle correspond au rapport entre la dénivelée du cours d'eau principal et sa longueur. Ces paramètres ont été déterminés à partir du profil en long du cours d'eau principal.

$I_{cp} = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L_p}$	Avec ✓ I_{cp} : pente longitudinale du cours d'eau principal [m/km] ✓ $H_{\max}$: altitude maximale le long du cours principal [m] ✓ $H_{\min}$: altitude minimale le long du cours principal [m] ✓ L_p : Longueur totale du cours d'eau principal [km]
--	---

Indice global de pentes et pentes transversales

L'indice global de pente caractérise le relief du bassin versant. Il influe sur les débits de crues en augmentant ou en diminuant les vitesses de ruissellement suivant que la pente soit forte ou faible. Il se calcule avec la formule ci-après :

$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L}$	Avec ✓ I_g : l'indice global des pentes [m/km] ✓ $H_{5\%}$: altitude à 5% de la surface du bassin [m] ✓ $H_{95\%}$: altitude à 95% de la surface du bassin [m] ✓ L : La longueur du rectangle équivalent [km]
--------------------------------------	---

Après la délimitation du bassin versant et génération des courbes de niveau, les surfaces partielles seront calculées avec le logiciel ArcGIS afin de tracer la courbe hypsométrique. A partir de cette dernière, on déterminera les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin.

Les pentes transversales I_t ont été calculées en huit (08) sections différentes et la moyenne des différents résultats est retenue comme pente transversale (I_t) du bassin versant. Cette dernière a été comparée à la pente longitudinale (I_g) pour s'assurer d'une éventuelle correction de l'indice global de pente suivant la formule:

$I_{g_{corr}} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n}$	avec : ✓ $n = 2$ pour $L < 5$ km, ✓ $n = 3$ pour $5 \text{ km} < L < 25$ km, ✓ $n = 4$ pour $25 \text{ km} < L < 50$ km ✓ $n = 6$ pour $L > 50$ km ✓ L [km]= longueur du rectangle équivalent
---	---

La densité de drainage D_d et Dénivelé spécifique D_s

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau dans le bassin versant et la superficie de celui-ci. La dénivelé spécifique correspond au produit entre l'indice global des pentes I_g (I_g corrigé) et la racine carrée de la superficie S du bassin.

$D_d = \frac{\sum l_i}{S}$	✓ D_d : densité de drainage [km/km^2]
	✓ l_i : longueur du cours d'eau élémentaire [km]
Avec	✓ S : la surface du bassin versant [km^2]
$D_s = I_g \times \sqrt{S}$	✓ D_s : dénivelé spécifique [m]
	✓ I_g : longueur du cours d'eau élémentaire [m/km]

Suivant la valeur du dénivelé spécifique (D_s), on distingue trois types de relief [5] à savoir :

- ✓ Relief faible pour D_s inférieure à 50 m ;
- ✓ Relief modéré si D_s comprise entre 50 et 100 m ;
- ✓ Relief fort pour D_s supérieure à 100 m.

Classe d'infiltrabilité du bassin

En se référant à la nature du substratum du bassin qui est composée de roche imperméable d'une part (Granite, Argile,) et de sols perméables d'autre part (Sable), on peut classer le bassin versant dans la classe d'infiltration P3 ou RI qui désigne un bassin versant relativement imperméable, suivant la classification de l'ORSTOM [6].

- ✓ P1 (TI) : bassins rigoureusement imperméables, entièrement rocheux ou argileux ;
- ✓ (PI) : bassin naturel particulièrement imperméable ;
- ✓ P2 (I) : bassins assez imperméables ou bassins homogènes presque imperméables ;
- ✓ P3 (RI) : bassins assez imperméables ou bassins homogènes assez peu perméables ;
- ✓ P4 (P) : bassins assez perméables ; sols sableux sans pellicule ou avec un couvert végétal de graminées ;
- ✓ P5 (TP) : bassins très perméables, sables éoliens, sables sans pellicules et sans végétation.

4.2.4.2. Prédétermination de la crue de projet

Du point de vue hydrologique, le cours d'eau n'est pas jaugé à la section du barrage, objet de notre étude et par conséquent la détermination des débits de crue est faite suivant la méthode ORSTOM de AUVRAY et RODIER et celle dite de régression linéaires de PECH et CHABBI ou méthode CIEH décrites dans le manuel de détermination des crues et apport de la FAO [5].

✚ Détermination des paramètres de calcul de la crue décennale

Coefficient d'abattement A

Le coefficient d'abattement permet de passer, pour une fréquence donnée (fréquence décennale par exemple), d'une hauteur de pluie ponctuelle à une hauteur moyenne calculée sur une certaine superficie (Bassin versant). Il est calculé suivant l'équation simplifiée de Villaume (1974).

$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times \overline{P_{an}}}{1000} \times \text{Log} S \right]$	✓ A : coefficient d'abattement ✓ $\overline{P_{an}}$: la pluie moyenne annuelle du Bassin ✓ S : la surface du bassin versant
--	---

Coefficient de ruissellement de la crue décennale

Il correspond au coefficient de ruissellement engendré par une précipitation décennale ponctuelle. Il a été déterminé suivant les méthodes ci-dessous.

✓ Méthode ORSTOM de AUVRAY et RODIER

Pour une précipitation ponctuelle (P_{10}) différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissellement K_{r10} a été faite par interpolation linéaire entre les valeurs de kr_{70} et kr_{100} . Ces valeurs ont été déterminées à partir des formules analytiques définies comme suite.

$$K_{r70} \text{ ou } K_{r100} = \frac{a}{S + b} + c$$

Les variables a, b et c ont été lues sur des abaques en fonction de la zone climatique, la taille du Bassin versant, la classe d'infiltrabilité et l'indice de pente du bassin versant.

✓ Méthode ORSTOM de PUECH

Cette méthode repose sur l'utilisation des résultats des régressions obtenues sur la base du substrat géologique et de la précipitation annuelle (Tableau 3).

Tableau 3: Calcul de K_{r10} (%) en fonction de la géologie et de la précipitation annuelle

Catégorie	Formulation (ki)	$K_{r10} = \sum_{i=1}^n aiKi$ <i>ai</i> la proportion du sol de catégorie i par rapport à la superficie totale du bassin versant et <i>Ki</i> son K_{r10}
Granite + gneiss	$K_{r10} = 2300.Pan^{-0,67}$	
Grès	$K_{r10} = 300.Pan^{-0,375}$	
Sables	$K_{r10} = 2.10^7.Pan^{-2,2}$	
Argiles	$K_{r10} = 300.Pan^{-0,3}$	
Schistes	$K_{r10} = 370.Pan^{-0,375}$	

Compte tenu des incertitudes sur les deux méthodes, la valeur moyenne des deux résultats obtenus a été retenue. Cette valeur a été corrigée suivant les orientations de la Check-List.

Détermination du temps de base T_{b10} .

Le temps de base est la durée qui s'écoule entre le début de la montée du niveau d'eau et la fin du ruissellement pur de la crue [7]. La valeur du temps de base est calculée par interpolation linéaire entre les valeurs de l'indice de pente (10 et 15) encadrant l'indice de pente de du bassin versant étudié (13,75) et les temps de base correspondant. Pour chacune des valeurs de I_g encadrant celle du Bassin, on calcule le temps de base correspondant par interpolation logarithmique entre les surfaces encadrant la surface du bassin étudié (20,47 km²) suivant les équations ci-dessous.

$I_g = 10$ m/km	
➤ Pour $S > 20-25$ km ²	$T_{b10} = 81 * S^{0,35} + 80$
Pour $I_g=15$ m/km	
➤ Pour 10 km ² < S < 45 km ²	Interpolation logarithmique sera faite sur les superficies entre les valeurs de T_{b10} correspondant à $S=10$ km ² et $S=45$ km ² . ✓ Avec une infiltrabilité I : $T_{b10} = 5 * S + 139$ ✓ Avec une infiltrabilité P : $T_{b10} = 5 * S + 120$ L'infiltrabilité du bassin est RI et la moyenne sera adoptée.
➤ Pour $S < 10$ km ²	
➤ Pour $S > 45-50$ km ²	$T_{b10} = 55 * S^{0,35} + 30$

Détermination du temps de montée T_{m10} .

Le temps de montée de la crue est la durée qui s'écoule entre le début de la montée du niveau d'eau et la pointe de la crue [7]. Il a été déterminé suivant la même procédure que le temps de base entre les valeurs de l'indice de pente (7 et 15) encadrant l'indice de pente du bassin versant.

$I_g = 7$ m/km	
➤ Pour $S > 6$ km ²	$T_{m10} = 32 * S^{0,35} + 23$
Pour $I_g=15$ m/km	
➤ Pour 10 km ² < S < 45 km ²	Interpolation logarithmique faite sur les superficies entre les valeurs de T_{b10} correspondant à $S= 10$ km ² et $S=45$ km ² . ✓ Avec une infiltrabilité I : $T_{b10} = 1,2 * S + 44$ ✓ Avec une infiltrabilité P : réduire les valeurs calculées pour I de 15% pour $S=1$ km ² et de 5% pour $S=5$ km ² . Notre bassin est d'infiltrabilité RI et la valeur calculée pour I sera retenue
➤ Pour $S < 10$ km ²	
➤ Pour $S > 45-50$ km ²	$T_{b10} = 55 * S^{0,35} + 30$

Calcul de la Crue décennale

✓ Méthode ORSTOM

$Q_{10} = m * Q_{r10} ; \text{ avec}$	✓ m : coefficient de majoration qui est fonction de classe
	d'infiltrabilité du bassin et de la zone climatique
	✓ Q_{r10} : le débit de ruissellement décennal.

En zone sahélienne, la valeur de m est 1,03 pour un bassin de classe d'infiltrabilité I et 1,06 pour la classe d'infiltrabilité P. Notre bassin est de classe d'infiltrabilité RI et nous prenons une valeur moyenne qui est de **1,045**.

Le débit de ruissellement décennal a été déterminé par la relation ci-après :

$Q_{r10} = A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}}$	✓ A : coefficient d'abattement
	✓ P_{10} : pluie journalière décennale
	✓ K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal
	✓ α_{10} : Coefficient de pointe crue décennale (2,6)
	✓ T_{b10} : temps de base en heures
	✓ S : la superficie du bassin versant

Le résultat obtenu a été corrigé suivant la disposition 3a1e de la Check liste (bassin versant allongé, réduction du débit de ruissellement décennal en fonction de la valeur de I_c).

✓ Méthode CIEH

C'est une méthode statistique proposée par PUECH et CHABI-GONNI en 1983 avec plusieurs variantes. Selon l'appartenance du bassin à un découpage climatique, une position géographique, un découpage pour un pays ou un groupe de pays plusieurs équations sont proposées. Elles sont de la forme [5]:

$Q_{10} = a * S^b * I_g^c * K_{r10}^d * P_{an}^e \quad \text{avec}$	✓ S [Km ²] : la surface du bassin versant ;
	✓ P_{an} [mm] : la pluie annuelle moyenne ;
	✓ I_g [m/km] : l'indice global de pente ;
	✓ K_{r10} [%] : le coefficient de ruissellement décennal ;
	✓ a, b, c, d et e sont des coefficients d'ajustement

Les coefficients d'ajustement a, b, c, d et e sont déterminés par régressions multiples. Dans le cadre de cette étude, quelques équations de régressions les plus susceptibles d'approcher la crue décennale en fonction des paramètres les plus représentatifs (S, I_g et K_{r10}) ont été utilisées.

Elles présentent un nombre d'échantillons et un coefficient de corrélation élevé et se situent dans la zone pluviométrique et géographique du Burkina Faso (Tableau 4).

Tableau 4 : Paramètres de calcul de la crue décennale selon la méthode CIEH

Équation			Découpage et Variables	Coefficient d'ajustement			
N°	n.	r ²		a	b	c	d
12	176	0,795	Pan < 1000 mm; S, Ig, et Kr ₁₀ .	0,095	0,643	0,406	1,038
41	137	0,688	Pays/groupe de pays ; S et Kr ₁₀	0,407	0,532	0	0,941
42	133	0,755	Pays/groupe de pays ; S, Ig, Kr ₁₀	0,0912	0,643	0,399	1,019

Des débits calculés suivant les différentes équations, nous retiendrons pour cette méthode, la valeur maximale des résultats obtenus.

Détermination de la crue du projet

Elle correspond à la crue centennale et son estimation a été faite selon la théorie du Gradex. Selon cette approche, 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. Dans le cadre de cette étude, le facteur C est calculé avec la formule proposée par GRESILLON et al (1977) définie comme suite [8].

$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{\left(\frac{T_{b10}}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}}$	avec ✓ Q₁₀ : la crue décennale ; ✓ C : coefficient du Gradex ; ✓ P₁₀₀ : la pluie centennale ; ✓ P₁₀ : la pluie décennale ; ✓ K_{r10}: le coefficient de ruissellement décennal ; ✓ T_{b10}: le temps de base décennale.
$Q_{100} = C \times Q_{10}$	

Hydrogramme de crue

Il donne l'évolution de la crue en fonction du temps. L'hydrogramme de la crue du projet sera un hydrogramme schématique en trois tronçons linéaires construit avec les temps de base et de montée précédemment déterminé (Grésillon et al, 1977). Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit Q appelé débit de discontinuité qui se calcule par la relation ci-après.

$$\frac{Q}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}}$$

avec

- ✓ T_{b10} : le temps de base décennale
- ✓ T_{m10} : le temps de montée décennale
- ✓ Q : débit de rupture de pente de la décrue
- ✓ Q_{max} : le débit de projet
- ✓ α_{10} : Coefficient de pointe crue décennale

La crue de rupture

Elle désigne la crue que le barrage doit supporter dans les conditions exceptionnelles sans subir des dommages sur son état de fonctionnement. Le Comité International des Grands Barrages (CIGB) propose la formule approchée ci-dessous pour l'estimation de la crue de rupture d'un barrage :

$$Q_r = 2 * l * (a + 0,2)^{1,5} + 0,15 * L$$

avec

- ✓ l : Longueur du déversoir
- ✓ L : Longueur de la digue sans déversoir
- ✓ a : Revanche total

Evaluation des apports liquide du bassin

C'est la quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire du barrage pendant une période considérée. Ces apports peuvent être évalués par la formule ci-dessous :

$$V = K_e * S * P$$

et

$$K_e = \frac{L_e}{P}$$

avec

- ✓ V : volume d'eau à l'exutoire ;
- ✓ K_e : Coefficient d'écoulement ;
- ✓ S : Superficie du bassin versant ;
- ✓ P : Pluviométrie de période considérée ;
- ✓ L_e : Lane d'eau ruisselée au cours de la période.

La lame ruisselée est le reste de la pluie déduite du déficit d'écoulement (D). L'estimation de la lame ruisselée a été fait par la méthode de Rodier[5] puis par celle du déficit d'écoulement à travers la formule de Coutagne [6].

Méthode de Rodier

En fonction de la zone climatique et du bassin type, des courbes de distribution statistique des lames écoulées sont construites pour des hauteurs pluviométriques annuelles de fréquence médiane variant entre 300 et 750 mm en fonction des fréquences au dépassement. Suivant ces caractéristiques, le bassin du barrage de Boussouma s'identifie à celui de Gagara Ouest. Les

lames écoulées de fréquence médiane, quinquennale sèche et décennale sèche correspondant respectivement à $P_{med} = 750 \text{ mm}$ et $P_{med} = 300 \text{ mm}$ ont été estimées. Le calcul de la lame écoulee (L_e) rapportée à la pluie médiane P_{med} , s'est fait par interpolation logarithmique (Log_{10}) suivant le système d'équations :

$$\begin{cases} \text{Log}(L_{e_{med}}) = \text{Log}(L_{e_{300}}) + [\text{Log}(L_{e_{750}}) - \text{Log}(L_{e_{300}})] * \frac{P_{med} - 300}{750 - 300} \\ L_{e_{med}} = 10^{\text{Log}(L_{e_{med}})} \end{cases}$$

Méthode du déficit d'écoulement avec la formule de Coutagne

$L_e \text{ (mm)} = P \text{ (mm)} - D \text{ (mm)}$	T : Température moyenne annuelle ;
$D \text{ (m)} = P \text{ (m)} - \lambda P^2 \text{ (m)} ; \text{ si } P \text{ (m)} \in \left[\frac{1}{8\lambda} ; \frac{1}{2\lambda} \right]$	P : Pluviométrie moyenne annuelle ;
$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * T}$	D : Déficit d'écoulement annuel ;
	L_e : Lame d'eau écoulee annuellement.

Pour le calcul des apports annuels en années sèches, les coefficients d'écoulement en année quinquennale et décennale sèches ont été estimés à partir des corrélations ci-dessous utilisées par l'ONBAH [6].

Ke	: Coefficient d'écoulement en année moyenne ;
$Ke5 = 0,7 * Ke$	: Coefficient d'écoulement en année quinquennale sèche ;
$Ke10 = 0,5 * Ke$	: Coefficient d'écoulement en année décennale sèche.

4.2.4.3. Etude de la cuvette

🚦 Evaluation des pertes

Perte par infiltration et évaporation

Les données d'évaporation utilisées sont issues de la station synoptique de Ouagadougou qui est la plus proche de la zone d'étude. Il s'agit de données d'évaporation moyenne mensuelle ($E_{bac,A}$) pour la période 1980 à 2015. La conversion de l'évaporation $bac.A$ en évaporation au niveau de la retenue s'est faite suivant la formule établie par Bernard POUYAUD (1986).

$$E_{v,ret} \text{ (mm/j)} = 1,664 * E_{bac,A}^{0,602}$$

Pour les pertes par infiltration dans la cuvette, nous n'avons pas eu de données statistiques sur la zone d'étude. Nous allons donc nous limiter aux valeurs généralement utilisées au Burkina Faso qui sont de l'ordre de 1 à 3 mm/j en moyenne [9]. Dans notre cas, une infiltration moyenne

de 2 mm/j a été considérée, tenant compte qu'avec le temps, le fond de la cuvette sera colmaté par une couche d'argile provenant de la décantation des eaux retenues.

Pertes dues aux dépôts de sédiments

Les eaux qui ruissellent dans le bassin versant entraînent avec elles des matériaux solides arrachés le long de leurs parcours. Ces particules vont se déposer au fond de la cuvette avec pour conséquence la diminution progressive de sa capacité de stockage. Des formules empiriques permettent d'estimer la dégradation spécifique au nombre desquelles celles de GRESILLON, GOTTSCHALK et KARAMBIRI (Tableau 5).

Tableau 5: Formules de calcul de la dégradation spécifique

Auteur	Formule
KARAMBIRI	$D_1 = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]$
GRISILLON	$D_2 = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2}$
GOTTSCHALK	$D_3 = 260 * S^{-0,1}$
Apports solide	$V = D * S$
✓ P : Pluie moyenne annuelle (mm), ✓ S : Superficie du bassin versant (km²), ✓ h : paramètre anthropique (0,55) pour un bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci, ✓ r : paramètre morphologique (0,25) pour un relief peu accidenté, accusé. ✓ D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an) ; ✓ V : Le volume annuel des apports en sédiment.	

Evaluation des Besoins

Besoins humains

La commune de Boussouma est principalement alimentée en eau à partir de forages à travers des systèmes d'adduction d'eau potable simplifié (AEPS) multi village et pompes à motricité humaines (PMH). Les besoins humains pris en compte dans le cadre du présent projet se résument donc aux prélèvements pour des activités domestiques en raison de 30 l/j/personne (hypothèse). La population à l'horizon du projet a été estimée par projection à partir la population actuelle (P_0) et le taux d'accroissement dans la commune à l'horizon du projet fixé à 30 ans.

$P_n = P_0 * (1 + \alpha)^n$	- P_0 : la population initiale ; - n : le nombre d'année ;
avec	- P_n : la population à l'horizon du projet ;
$C_{Jn} = C_j * P_n$	- α: taux d'accroissement de la population ; - C_{Jn} : consommation des populations par jour à n^{ème} année ; - C_j : consommation par habitant et par jour.

Besoins pastoraux

Le calcul des besoins pastoraux s'est basé sur l'effectif du cheptel issu de l'étude socio-économique avec une hypothèse de 40l/jour et 15l/jour par tête respectivement pour les gros bétails et les petits ruminants. Pour tenir compte du cheptel en transhumance, la consommation obtenue a été majorée de 15%.

Besoins agricoles

Pour garantir l'eau pour l'irrigation (quel que soit le système d'irrigation à mettre en place), nous avons estimé les besoins en considérant un réseau gravitaire avec une efficacité de 60%. Les besoins de chaque spéculation sont estimés par mois durant son cycle et pour la synthèse nous considérons la consommation maximale mensuelle possible afin de pouvoir estimer la demande maximale en eau d'irrigation pouvant avoir lieu au niveau du périmètre. Ce qui a également permis de dimensionner la conduite de prise d'eau en conséquent.

➤ $BB = BN/E$ ➤ $BN = ETM - Pe$ ➤ $ETM = Kc * ET0$ ➤ $Pe = Si (P \geq 20; P * 0,8; Pe = P)$	BB : Besoins Brute, BN : Besoins Net, ETM : Evapotranspiration Maximale, Pe : Pluie efficace, Kc : coefficient cultural (fonction la culture et de son stade de développement), $ET0$: Evapotranspiration de référence, E : efficacité du réseau d'irrigation.
--	--

4.2.5. Conception et dimensionnement du barrage

4.2.5.1. Etude de la digue

Hauteur de la digue

La hauteur de la digue (H_B) a été déterminée en majorant la hauteur au plan d'eau normale (PEN) de la retenue (H_n) avec la charge au-dessus du déversoir ($h=0,8$) et la revanche libre (R).

La hauteur au PEN est la différence entre la côte de la crête du déversoir et celle du fond de la cuvette. Cette dernière majorée de la lame d'eau au-dessus du déversoir correspond à la hauteur du plan des hautes eaux (PHE).

Effets de vagues et revanche libre

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le Plan de hautes eaux (PHE) et la crête du barrage. Le calcul de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. La hauteur des vagues provoquées par les vents dans la retenue dépend de la vitesse du vent, de la durée du vent, du fetch (longueur du plan d'eau exposée au vent), de la profondeur de l'eau et de la largeur du plan d'eau [10].

Plusieurs formules empiriques permettent d'évaluer la hauteur des vagues en fonction de la longueur du plan d'eau (Fetch) aux nombres desquelles on peut retenir la formule de Stevenson et celle de Mallet et Pacquant.

- Formule de Stevenson

$h_v = \begin{cases} 0,75 + 0,34 \sqrt{f} - 0,36 \sqrt[4]{f}, & \text{si } f < 18 \text{ km} \\ 0,34 \sqrt{f}, & \text{si } f \geq 18 \text{ km} \end{cases}$	✓ h_v : la hauteur des vagues en mètre ✓ f : le Fetch en kilomètre
---	---

- Formule de Mallet et Pacquant.

$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f}; \quad \text{avec}$	✓ h_v : la hauteur des vagues en mètre ✓ f : le Fetch en kilomètre
---	---

La vitesse de propagation des vagues de hauteurs comprises entre 0,5 et 2 m est donnée par :

$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v \quad \text{avec}$	✓ h_v : la hauteur des vagues en mètre ✓ v_v : la hauteur des vagues en m/s
---	--

La revanche libre R est donnée par :

$R = A \left[h_v + \frac{v_v^2}{2g} \right] \quad \text{avec}$	✓ A : coefficient de sécurité pris (0,75) ; ✓ v_v : la vitesse des vagues (m/s); ✓ h_v : la hauteur des vagues (m) ; ✓ g : l'accélération de la pesanteur (m^2/s) ; ✓ R : la revanche libre (m).
---	---

La largeur en crête de la digue

La largeur en crête du barrage a été calculée par les formules suivantes :

✓ KNAPPEN:	$l_c = 1,65\sqrt{H_B}$	
✓ PREECE:	$l_c = 1,1\sqrt{H_B} + 1$	avec
✓ Autre formule:	$l_c = 3,6\sqrt[3]{H_B} - 3$	

✓ H_B : la hauteur du barrage et
 ✓ l_c la largeur en crête de la digue

Pentés des talus de la digue

La digue sera principalement en matériaux argileux compacté et les pentes des talus sont retenues selon les conditions de stabilités mécaniques du massif et de ses fondations suivant les indications du tableau ci-dessous [11].

L'étude de la stabilité des talus a été faite avec le logiciel GéoStudio version 2012 (Géoslope).

Tableau 6: Fruit indicatif des talus des barrages stables

Hauteur du barrage (m)	Type de barrage	Pente des talus	
		Amont	Aval
Inférieure à 5	Homogène	1/2,5	1/2
	A zones	1/2	1/2
Entre 5 et 10	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort % d'argile	1 /2,5	1/2,5
	A zones	1/2	1/2,5
Entre 10 et 20	Homogène, granulométrie étendue	1/2,5	1/2,5
	Homogène à fort % d'argile	1/3	1/2,5
	A zones	1/2	1/3

Calcul de la largeur en base de la digue

Elle est donnée par la formule suivante :

$L_b = L_c + H_b \left(\frac{1}{tg\alpha_1} + \frac{1}{tg\alpha_2} \right)$	avec	✓ L_b : Largeur en base de la digue ; ✓ L_c : Largeur en crête de la digue ; ✓ H_b : hauteur de la digue ; ✓ $tg\alpha_1$; $tg\alpha_2$: respectivement pente des talus amont et aval (1/2).
--	------	---

✚ Épaisseur de la couche de protection

L'épaisseur de la couche de protection des talus se calcule comme suite :

$$e = 1.5 \times D_{50} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \checkmark e : \text{l'épaisseur de la couche de protection ;} \\ \checkmark D_{50} : \text{fonction de la hauteur des vagues.} \end{array}$$

✚ Evaluation du poids des enrochements

Pour évaluer le poids des moellons en fonction de sa densité et de sa masse volumique on utilise la formule de Hudson :

$P = \frac{\rho h_v^3}{[K_p \cotang(\alpha)][d - 1]^3}$	avec	✓ K_p; coefficient de poussé ($K_p = 5$) ✓ α : l'angle d'inclinaison du talus ; ✓ h_v : la hauteur des vagues ; ✓ ρ : le poids volumique des enrochements ; ✓ d : la densité des enrochements ; ✓ P : le poids des enrochements par m^2.
---	------	---

✚ Infiltration à travers la digue

Le barrage étant de faible hauteur (5-6 m), il est prévu un tapis drainant là où la hauteur d'eau dépasse 2,8 m à 3,0 m en référence aux recommandations du comité français des grands barrages [8]. Pour ce projet de réhabilitation, le tapis drainant sera placé là où la hauteur d'eau dépasse 2,8 m. Les données caractéristiques de l'infiltration à travers la digue sont définies comme suit :

Tableau 7: Calcul de l'infiltration dans la digue

Paramètres	Symbole/Formules	observation
Longueur du drain [m]	$L_d = 0,25L_b$	k_r ; k_d : respectivement les perméabilités du remblai compacté ($10^{-8}m/s$) et du drain ($10^{-5} m/s$)
Paramètre b[m]	$b = H_n/tg\alpha_1$	
Paramètre d [m]	$d = L_b - L_d - 0,7b$	
Hauteur du drain y_0 [m]	$y_0 = (H_n^2 + d^2)^{0,5} - d$	
Débit de fuite q [$m^3/s/ml$]	$q = k_r * y_0$	
Epaisseur du drain [m]	$e = 2 * (q * l/k_d)^{0,5}$	

Le coefficient de perméabilité recherché pour le massif dans le cadre de barrages homogènes (argile compacté) sera de l'ordre de 10^{-7} à $10^{-8} m/s$ [11]. Dans le cadre de ce projet, le coefficient de perméabilité du remblai est de $10^{-8}m/s$ et celui du drain constitué de sable grossier est de $10^{-5}m/s$.

4.2.5.2. Etude du déversoir

Choix du type de déversoir

Au regard de l'aménagement en aval, le déversoir du barrage sera reconstruit en position latérale en rive gauche comme initialement. Il sera de type déversoir poids à profil trapézoïdal en béton cyclopéen dosé à 300 kg/m³.

Effet de Laminage

L'étude du laminage a consisté à déterminer la longueur optimale de l'évacuateur de crues pour une côte maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue fixée à priori. Tenir compte de l'effet de laminage permet de réduire la longueur du déversoir sans augmenter le risque de submersion du barrage [9]. Nous utiliserons la méthode de laminage par le calcul du coefficient x_0 (ou méthode EIER-CIEH) afin d'optimiser la longueur du déversoir. La procédure de calcul est la suivante.

$L_1 = \frac{Q_{cmax}}{m\sqrt{2gh^{1,5}}}$ $x_{01} = \frac{m^2 g L_1^2 Q_{cmax} T_m^3}{S^3}; \log_{10}(x_{01})$ Lecture de β_1 sur l'abaque ; $Q_{e1} = \beta_1 Q_{cmax}$ $L_2 = \frac{Q_{e1}}{m\sqrt{2gh^{1,5}}}$ $x_{02} = \frac{m^2 g L_2^2 Q_{cmax} T_m^3}{S^3}; \log_{10}(x_{02})$ Lecture de β_2 sur l'abaque ; $Q_{e2} = \beta_2 Q_{cmax}$	avec : ✓ Q_c [m³/s] : le débit du projet ; ✓ T_m [s] : le temps de montée ; ✓ h [m] : la charge sur le seuil ; ✓ m : coefficient de débit (abaque); ✓ g [m/s²] : l'accélération pesanteur ; ✓ S [m²] : la surface du PEN ; ✓ Q_e [m³/s] : le débit du laminé
---	--

On procède ainsi par itérations successives, jusqu'à convergence de β .

Stabilité du déversoir

L'étude du déversoir a permis de déterminer les dimensions vérifiant les conditions de stabilités internes et externes. Ces conditions se définissent comme suit.

Stabilité externe ✓ Stabilité au non glissement $F_g = \frac{(W - U) \times \tan \varphi}{P_e + P_t} \geq 1,2$ ✓ Stabilité au non renversement $F_R = \frac{\sum M(W - U)}{\sum M(P_e + P_t)} \geq 1,5$ Stabilité interne ✓ Condition de non fissuration $ e \leq b_2/6$ ✓ Condition de non rupture $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,béton}$	Avec : - φ: Angle de frottement des sédiments - W : Poids propre du déversoir - U : Sous pression (pression hydrostatique interne) - P_e : Poussée hydrostatique externe - P_t : Poussée des terres (sédiments déposés) - F_g et F_R : respectivement facteur de sécurité au non glissement et au non renversement. - e : excentricité (point d'application des force par rapport à B) - b_2 : largeur en crête du déversoir - σ_{max} et $\sigma_{lim,béton}$: respectivement la contrainte d'application au sol et celle admissible du béton
---	---

Pour ce qui est de la stabilité au poinçonnement, il a consisté à vérifier que la contrainte de référence est inférieure à la contrainte admissible du sol.

4.2.5.3. Mur bajoyer

Les murs bajoyers sont placés de part et d'autre du déversoir et assurent la jonction entre la digue et ce dernier. Ils ont pour rôle de limiter latéralement les écoulements sur le parement du barrage. Pour son pré-dimensionnement, il sera assimilé à un mur de soutènement en béton armé et la structure est étudiée sur une tranche linéaire d'un mètre de longueur. A partir de ces résultats, une vérification de la stabilité faite avec le logiciel CYPE 2015 a permis d'obtenir les dimensions finales du mur.

4.2.5.4. Bassin de dissipation

Il a pour rôle de dissiper l'énergie de l'eau qui déverse et permet de maintenir le déversoir en bon état de fonctionnement. La profondeur normale y_n (profondeur qui apparaît pour le débit évacué (Q_e) et la pente I du chenal si l'écoulement était uniforme) se déduit de la formule de Manning Strickler.

$$Q = K_s \frac{(y_n(b + my_n))^{5/3}}{(b + 2my_n)^{2/3}} \sqrt{I} \quad \text{avec}$$

- ✓ Q : le débit laminé (m³/s) ;
- ✓ K_s : le coefficient de rugosité du béton (75) ;
- ✓ m : le fruit de berge des talus du bassin ;
- ✓ b : la longueur du seuil (largeur du bassin) ;
- ✓ y_n : le tirant d'eau normal ;
- ✓ I : la pente du chenal (0,2%)

Le type de bassin a été choisi en fonction du nombre de Froude (F) et de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin v₁. Nous procéderons par la résolution d'un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI pour déterminer le tirant d'eau y₁ et la vitesse v₁ à l'entrée du ressaut. Soit le système d'équation de la vitesse et du tirant d'eau ci-dessous.

$$\begin{cases} V_1 = \sqrt{2g \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y_1 \right]} \\ y_1 = \frac{Q}{l * V_1} = \frac{q}{V_1} \end{cases} \quad \text{avec}$$

$$F = \frac{V_1}{\sqrt{g * y_1}}$$

- ✓ l : longueur du seuil déversant (m) ;
- ✓ Q : le débit laminé (m³/s) ;
- ✓ q : débit spécifique sur seuil (m³/s/ml) ;
- ✓ h : la lame d'eau sur le seuil ;
- ✓ H : hauteur libre du déversoir ;
- ✓ V₀ : la vitesse de l'eau sur le seuil ;
- ✓ y₁ : le tirant d'eau à l'entrée du réseau ;
- ✓ V₁ : la vitesse à l'entrée du réseau ;
- ✓ F : le nombre de Froude.

4.2.5.5. Ouvrage de prise d'eau

Un ouvrage de prise sera placé à la même position (au niveau du lit mineur) pour le prélèvement d'eau pour l'irrigation de l'aménagement en aval par gravité. Cet ouvrage permettra l'irrigation des cultures de riz pluvial en cas de poches de sécheresse et le maraichage en contre saison. Le potentiel aménageable en aval du barrage vaut 15 ha. Cependant les réserves en eau ne peuvent permettre leur irrigation en totalité en contre saison. Pour répondre à un éventuel besoin d'irrigation de complément du riz pluvial, la conduite est dimensionnée sur la base des besoins de pointes calculés sur les 15ha. Comme hypothèse de calcul, nous avons retenu :

- un temps de travail (Tw) de 6 heures au maximum par jour ;
- six (06) jours de travail (Nw) par semaine ;
- la côte de sortie est identique à celle à l'entrée de la prise

Le débit fictif a été calculé suivant la formule ci-dessous :

$Q = \frac{BB * 1000}{N * N_w * T_w * 3600}$	avec	✓ Q : le débit fictif [l/s] ; ✓ BB : les besoins bruts mensuels [m³] ; ✓ N : le nombre de jour du mois.
--	------	--

Le diamètre de la conduite se déduit de la formule de Torricelli.

$Q = CS\sqrt{2gh}$		✓ Q : le débit fictif [m³/s] ; ✓ C : coefficient de contraction ;
$S = \frac{\pi * D^2}{4}$	avec	✓ h : la charge de l'eau [m] ; ✓ S : la section de la conduite [m²] ;
h = Côte PEN – Côte à la sortie		✓ g : l'accélération de la pesanteur [m/s²] ; ✓ D : le diamètre de la conduite [m].

V. RESULTATS ET DISCUSSION

5.1. Etude diagnostique

5.1.1. Historique du barrage de Boussouma

La recherche documentaire a permis d'obtenir des informations sur l'historique et d'éventuelles études concernant le barrage de Boussouma. En effet, ce barrage a été réalisé par l'Office de Développement des Eglises évangéliques (ODE) dans le cadre de sa contribution à l'autosuffisance alimentaire au Burkina Faso à travers la maîtrise des eaux. Les études de réalisation du barrage ont été menées en 1986 et sa réalisation est intervenue entre 1987 et 1988.

Initialement, le barrage de Boussouma avait une vocation agricole, mais avec le temps, l'eau du barrage est devenue une source à usages multiples (agricole, cheptel, pêche et bien d'autres). L'ouvrage a connu un envasement de sa cuvette du fait des dépôts de sédiment entraînant une diminution progressive de sa capacité avant que son évacuateur de crue ne soit emporté par les crues de 2013. Depuis lors, l'ensemble des activités est à l'arrêt et les populations n'ont cessé de demander le recours des autorités pour la relance de leurs activités socio-économiques.

5.1.2. Caractéristiques initiales du barrage

La capacité du barrage à la réalisation était de **600 000 m³** pour une superficie de plan d'eau normale (PEN) de 48 ha environ. Le barrage est constitué d'une digue en terre homogène compacté, d'un évacuateur de crue en position latérale (rive gauche) et d'une prise d'eau alimentant un aménagement agricole de 10 ha. Le barrage a été conçu sur la base d'une crue de projet de 60 m³/s (Crue centennale) et les apports liquides du bassin étaient évalués à 670 000 m³/an en moyenne. La consultation du dossier d'exécution [12] du barrage a permis d'avoir quelques caractéristiques de l'ouvrage à sa réalisation (Tableau 8).

Tableau 8: Caractéristiques initiales du barrage de Boussouma

Parties	Caractéristiques
Digue	✓ La crête de la digue est large de 3,5 m et protégée par une couche de couronnement latéritique de 20 cm; ✓ La digue est longue de 920 m (déversoir compris) et sa hauteur maximale est de 4,5 m ; ✓ Les talus amont et aval sont protégés respectivement par un perré sec et par une couche de grave latéritique ; ✓ La revanche libre est de 0,5 m ; ✓ Les pentes de talus amont et aval sont identique (1V/2H).
Déversoir	✓ Seuil en position latérale (rive gauche) ; ✓ La hauteur d'eau au-dessus du seuil est de 0,50 m ; ✓ La longueur du déversoir est d'environ 60 m ; ✓ fait de deux murets de 30 cm d'épaisseur en béton armé dosé à 350 kg/m³ coulés en plots de 10 m et ancrés sur une profondeur de 1 m ; ✓ Les deux murets distants de 5 m, sont séparés par un enrochement en moellons latéritiques sur une couche de tapis filtrant de 15 cm et bloqués par deux rangées de gabion ; ✓ on note également une diguette de 100 m de long et de hauteur 1 m protégeant la digue et du périmètre irrigué contre les crues.
Prise	✓ une conduite en béton de diamètre $\phi 250$ (constitué de buse en béton de 1 m de long enrobées en béton armée) ; ✓ Bac amont et aval en maçonnerie; ✓ Robinet vanne dans le bac aval ;

Source : [12]

5.1.3. Caractéristiques actuelles du barrage

Le barrage de Boussouma, l'un des trois barrages que comptait ladite commune, est aujourd'hui un souvenir. Il ne reste que la digue du barrage avec les canaux de l'aménagement agricole. L'ouvrage de prise existant est dans un état dégradé. Le déversoir ainsi que ses ouvrages annexes ont été emportés par les eaux et la cuvette du barrage est devenue une zone de pâturage ou un champ de cultures de sorgho et du riz en saison des pluies. La visite de terrain a permis de constater des anomalies sur l'ouvrage.

5.1.3.1. Anomalies sur la digue

La digue du barrage est en terre homogène et au nombre des anomalies constatées, on peut citer:

- ✓ une largeur en crête irrégulière (variant entre 3 et 3,5 m) et présence de zones des dépressions sur la crête par endroit;
- ✓ des talus de la digue envahis par une végétation composée d'arbres et d'arbustes ;
- ✓ talus amont moyennement dégradée avec départ de matériaux par endroits ;
- ✓ présence des griffes d'érosions très marquées à certains endroits du talus aval;
- ✓ absence de dispositif de drainage de la digue.

La Figure 4 illustre quelques cas de dégradations constatées sur la digue du barrage.



Source : O. Baba, 2019

Figure 4: Planche illustrant quelques dégradations sur la digue

5.1.3.2. Anomalies sur l'évacuateur de crue

Lors de la visite terrain, nous avons constaté que l'ensemble des ouvrages (déversoir et ouvrages associés) a été emporté. L'évacuateur a fait place à une grande brèche d'une quarantaine de mètre de large sur une profondeur variant de 1 à 1,5 m par endroit. Des propos de personnes exploitants la cuvettes à partir des puits, recueillis sur le site, il ressort que la brèche a commencé à l'aval et les passages d'eau ont progressivement attaqué les terrains

constituant le versant en rive gauche et creusé un sillon qui s'est approfondi et élargi avec le temps. La situation devenait critique sans qu'aucune action palliative ne soit entreprise. Les cases de gabion protégeant l'aval ont donc été disloquées et emportées. Les perrés habillant le déversoir ont été déchaussés et entraînés, laissant ainsi les matériaux entre les murets sans protection. Le départ de ces derniers s'est poursuivi jusqu'à ce qu'intervienne la rupture des murets délimitant l'emprise du déversoir en 2013 faisant ainsi place à une brèche qui va l'élargir sous l'effet de l'érosion au fil des années. La Figure 5 illustre quelques dégradations constatées sur l'évacuateur de crue.



Source : O. Baba, 2019

Figure 5: Planche illustrant l'état actuel de l'évacuateur de crue

5.1.3.3. Anomalies de l'ouvrage de prise

L'ensemble des éléments de la prise est en état de dégradation plus ou moins avancées.

5.1.4. Causes et conséquences des dégradations constatées

La principale dégradation a été la rupture du déversoir en 2013. Nous avons essayé de comprendre la cause de cette rupture en exploitant les données pluviométriques enregistrée en 2013. En effet, ces données ne font pas ressortir une pluie exceptionnelle susceptible de créer ce dégât. La pluie maximale journalière enregistrée en 2013 est de 41 mm contre 61 mm en moyenne pour la série étudiée. Par ailleurs, nous avons constaté que le cumul pluviométrique annuel de 2013 (900,8 mm) dépasse la moyenne (652,5 mm) pour la série étudiée mais reste tout de même faible par rapport aux années 1991 et 2008 avec respectivement 935,6 mm et 925,5mm. Ces analyses montrent que la rupture du barrage, bien qu'intervenue en 2013, a été aussi le fait de facteurs cumulatifs antérieurs, ayant favorisé la déstabilisation de l'ouvrage.

Les pathologies constatées sur le barrage peuvent être considérés comme une conséquence directe du manque d'entretien de l'ouvrage. A cela s'ajoutent des défauts de conception dans les études initiales de réalisation de l'ouvrage. Sans être exhaustif, les principales causes probables et conséquences des dégradations constatées sur l'ouvrage se présentent comme suit (Tableau 9)

Tableau 9 : Causes probables des dégradations du barrage de Boussouma

Dégradations		Causes	Conséquences
Digue	Des griffes d'érosions des talus	L'eau de ruissellement et la présence d'arbres et arbustes sur les talus	Favorise l'infiltration des eaux, la Fissuration de la digue avec fuite d'eau et possibilité de rupture de la digue
	La dégradation du perré sec sur le talus amont	La rupture du déversoir qui a facilité l'écoulement le long de la digue.	
	Largeur en crête irrégulière	Dégradation des murets de crête du fait de faible encrage dans la digue	Les eaux tombant sur la crête ruissellent sur le talus aval occasionnant des risques d'érosion
Evacuateur de crue	Tous les ouvrages de l'évacuateur sont emportés par les crues	Manque d'entretien et ou défaut de conception (technologie non adaptée et crue du projet sous-estimée)	Perte de l'ouvrage et dont de l'investissement

5.2. Synthèse des études de base

5.2.1. Etudes topographiques

Le traitement du fond topographique mis à notre disposition par le bureau AGHI, a permis d'obtenir les courbes hauteur-volume et hauteur-surface de la cuvette du barrage (Figure 6) entre les côtes 298,0 m et 305 m. Les données des dites courbes sont en Annexe I.

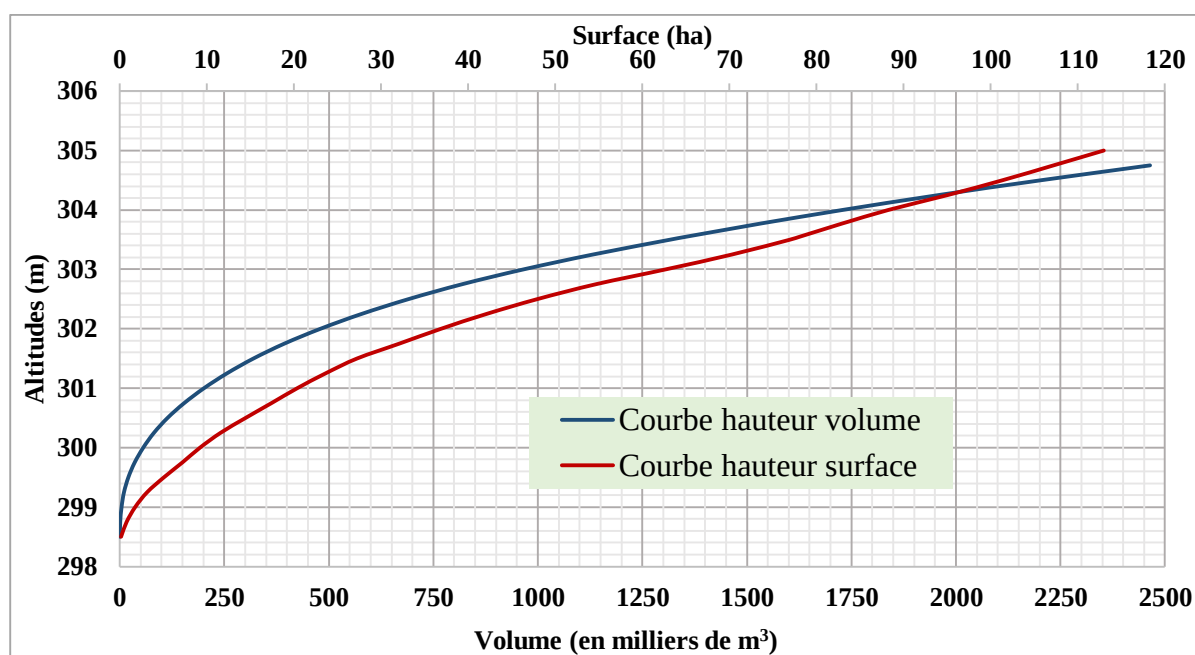


Figure 6: Courbes hauteur-surface et hauteur-volume

5.2.2. Etudes géotechniques

En ce qui concerne les études géotechniques, nous n'avons pas pu avoir les données caractéristiques des différents sols. Ce qui constitue une limite au niveau certaines études comme la fondation et la stabilité.

Toutefois, on retient du bureau d'étude « AGIH » que pour la tranchée d'ancrage, la digue repose sur un bon sol et aucun problème d'étanchéité n'a été constaté depuis sa réalisation. Néanmoins, des travaux de réhabilitation du corps de la digue sont proposés pour tenir compte des nouvelles dimensions. Concernant les emprunts, deux zones d'emprunts d'argile et de latérite dans l'environnement du barrage permettant de mobiliser les quantités de matériaux nécessaires pour les travaux ont été identifiées. Des carrières de moellons sont également disponibles en grande quantité sur les flancs des collines à moins de 4 km du site.

5.2.3. Etude pluviométrique

Les données de pluies utilisées sont de la station de Kaya sur la période allant de 1982 à 2015 et se caractérisent comme suit (Tableau 10).

Tableau 10 : Caractéristiques des échantillons de pluie

Désignation	Résultats	
échantillons	Pluies annuelles	Pluies maximales journalière
Station d'observation	Kaya	
Taille de l'échantillon [an]	31	33
Période de mesure	1985 à 2015	1982-2014
Valeur maximale [mm]	935,6	119,5
Valeur minimale [mm]	454,0	38,8
Valeur moyenne [mm]	652,5	64,3
Valeur médiane [mm]	620,4	63,2
Ecart type [mm]	135,4	22,0
Coefficient de variation	0.21	0,35
Précision	95%	95%

De l'analyse du Tableau 10, on note que la pluie moyenne annuelle qui sera utilisée dans le calcul des crues et apports est de 652,5mm. Cette valeur est dans le même ordre de grandeur que celle qui a été utilisée lors des études de réalisation du barrage en 1986 (670,0 mm au Poste de Korsimoro). On retient également une relative faible variabilité pour les cumules annuels par rapport aux pluies maximales journalières marquées respectivement par des coefficients de variation de 21% et de 35%.

5.2.3.1. Répartition de la pluviométrie annuelle

L'analyse de la série de pluies annuelles montre que près de quatre-vingt-dix pour cent (90 %) des précipitations annuelles sont observées entre juin et septembre (Figure 7) correspondant à la saison des pluies. Cette dernière est généralement marquée par des postes de sécheresse et parfois des arrêts précoces de pluies et les cultures pluviales n'arrivent plus à terme (très faibles rendements). D'où la nécessité de réhabiliter le barrage afin d'aider les populations à compenser les mauvais rendements agricoles avec des cultures de contre-saison.

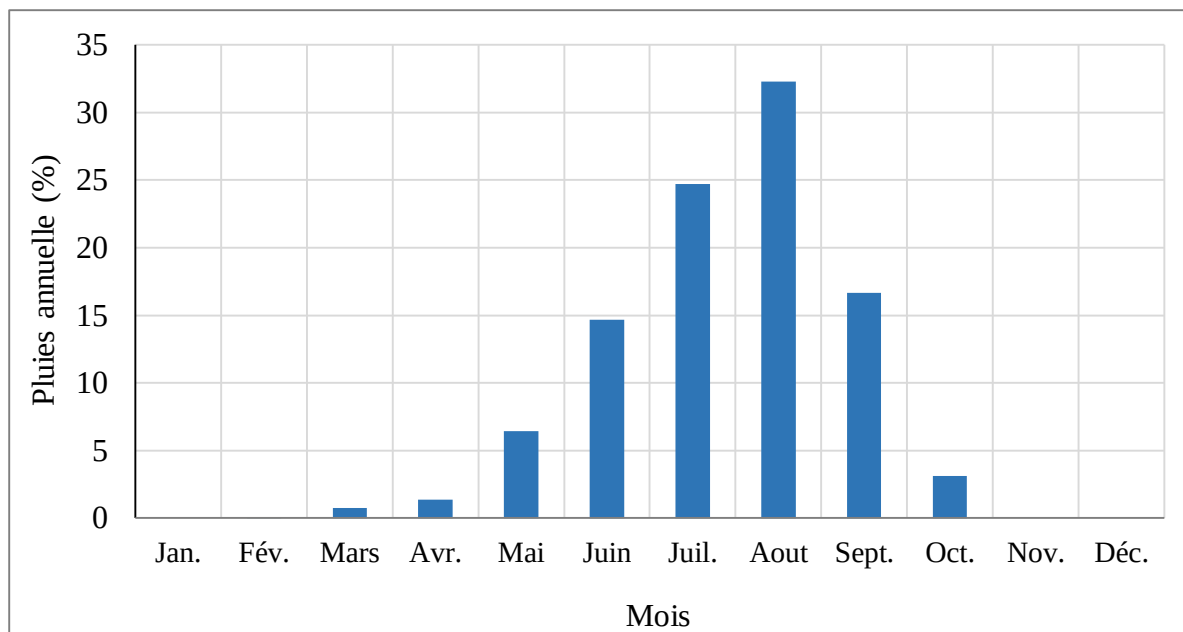


Figure 7: Répartition de la pluie annuelle

5.2.3.2. Analyse statistique des précipitations

De l'histogramme des indices de pluies (Figure 8), trois principales périodes se distinguent le long de la série.

- ✓ 1985 à 1991 : période humide caractérisée par des IPS positives ;
- ✓ 1992 à 2001 : Période sèche (IPS<0), caractéristique de la sécheresse des années 70,
- ✓ 2002 à 2015 : Période marquée par une alternance d'années humides et sèches.

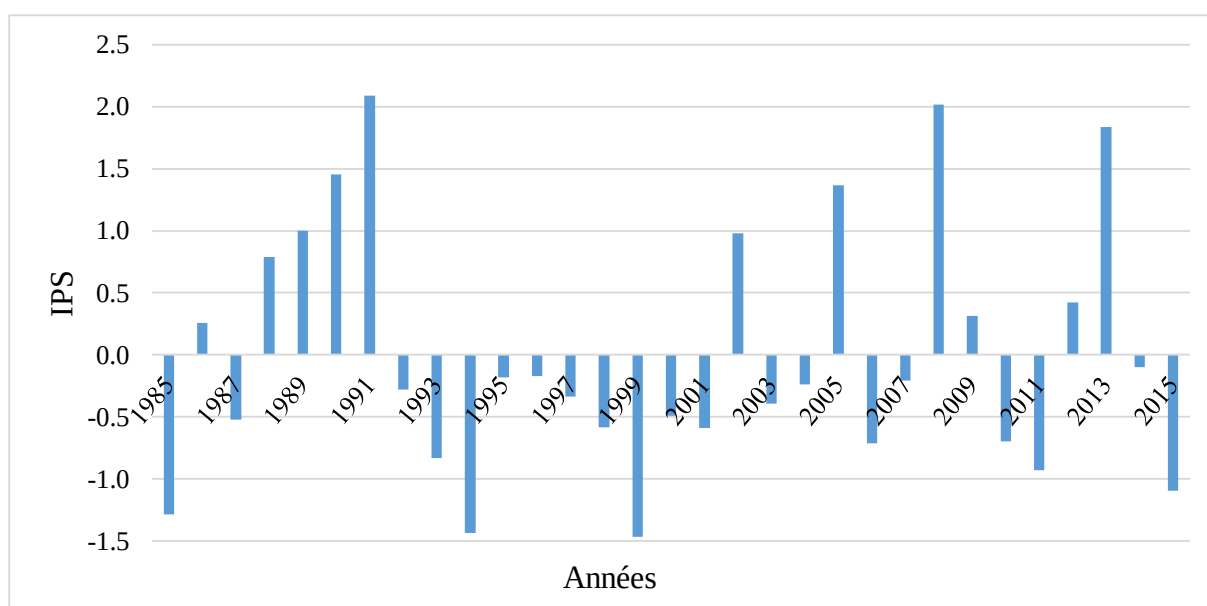


Figure 8: Indices de pluies standardisées

Au regard de cette évolution, on note une légère tendance à la hausse des précipitations traduisant un probable retour à une situation de pluviosité meilleure. Certains chercheurs dont [13] ont montré que les précipitations annuelles dans cette région du pays ont évolué à la hausse sur la période 1981-2015 dans la zone soudano-sahélienne où se situe la zone du présent projet. Cette augmentation des précipitations peut s'expliquer par celle des événements pluvieux de forte intensité au cours de la dernière décennie.

L'analyse statistique des deux séries (pluies annuelles et pluies maximales journalières) ont permis de déterminer les quantiles pour différentes périodes de retour (Tableau 11). Les données et les détails des résultats du traitement sont en Annexe II.

Tableau 11: Synthèse de l'analyse pluviométrique à Boussouma

Libellé	Période humide				Médiane	Période sèche			
	5	10	50	100		5	10	50	100
Temps de retours (an)	5	10	50	100	2	5	10	50	100
Pluie annuelle (mm)	766,5	826,1	930,7	967,7	652,5	538,6	478,9	374,3	337,4
Pluie journalière (mm)	80,2	93,0	121,3	133,3	60,7	46,3	40,2	31,1	28,3

5.2.4. Etudes Hydrologiques

L'étude hydrologique nous a permis de caractériser le bassin versant du barrage d'une part et de déterminer la crue de projet d'autre part.

5.2.4.1. Caractérisation du bassin versant

Limites et paramètres morphologiques

Le bassin versant du barrage de Boussouma couvre une superficie de 20,47 km² avec un périmètre évalué à 29,53 km. Il se classe dans la catégorie des petits bassins (Figure 9).

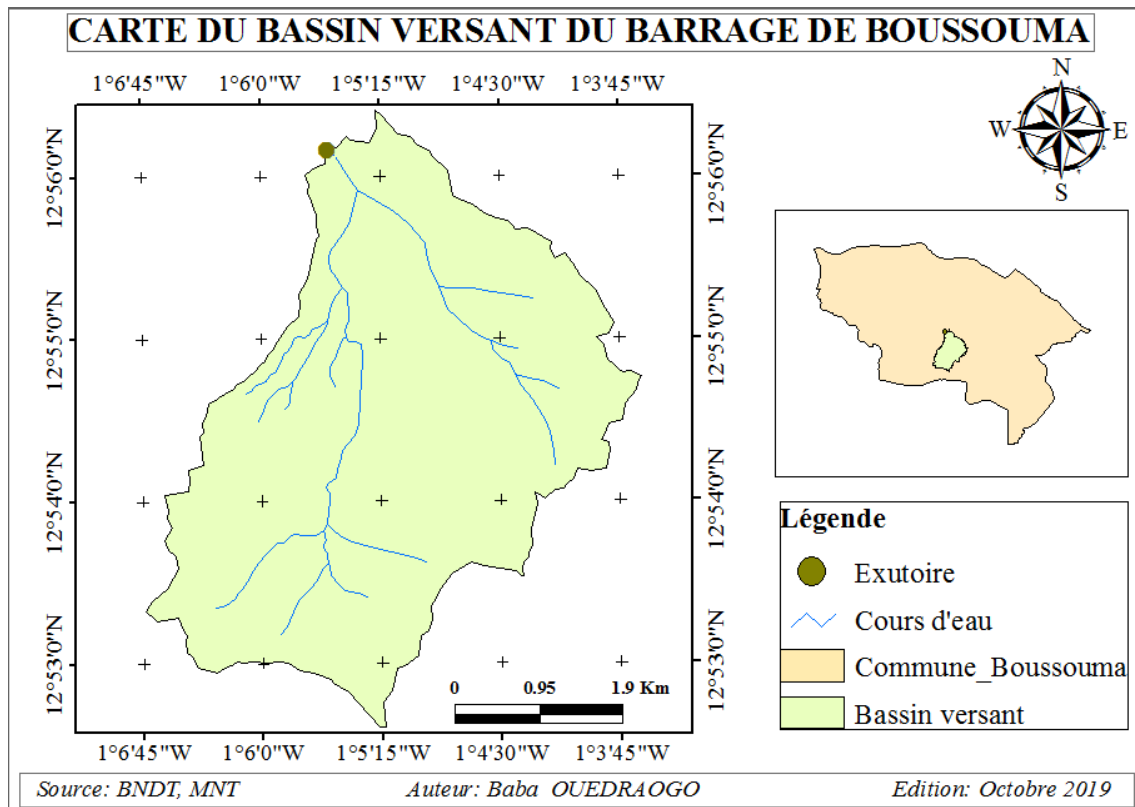


Figure 9: Carte du Bassin versant du barrage de Boussouma

Hypsométrie du bassin

Le relief du bassin est de type modéré. La plus haute altitude enregistrée dans le bassin versant est de 490 m tant disque la plus basse est de 298,5 m. Les autres altitudes caractéristiques sont déterminés à partir de la courbe hypsométrique qui illustre la répartition de la surface du bassin versant en fonction des altitudes (Figure 10).

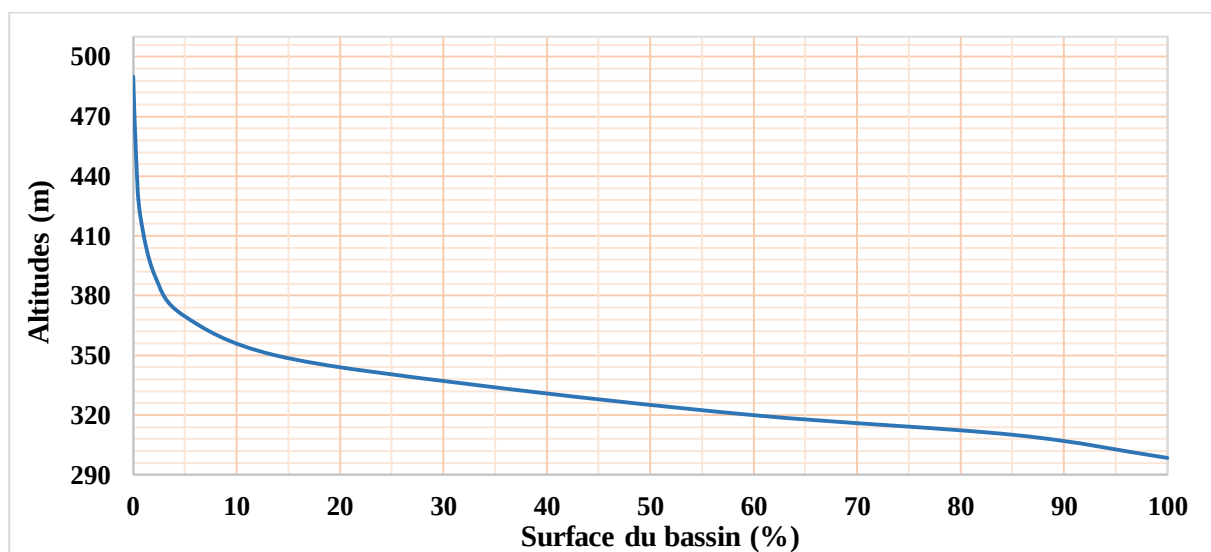


Figure 10: Courbe hypsométrique du bassin versant

Principales caractéristiques du bassin versant

La synthèse des paramètres caractéristiques du bassin versant du barrage de Boussouma se présente comme suit (Tableau 12).

Tableau 12: Caractéristiques morphométriques du bassin versant

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Indice de compacité	Ic	-	1,40
Longueur du rectangle équivalent	Leq	km	8,911
Largeur du rectangle équivalent	leq	km	2,30
Altitude maximale	Z _{max}	m	490
Altitude minimale	Z _{min}	m	298
Altitude à 5% de surface	Z (5%)	m	370
Altitude à 95% de surface	Z (95%)	m	302
Altitude médiane	Z _{méd}	m	315
Altitude moyenne	Z _{moy}	m	330,1
Indice global de pente	Ig	m/km	7,63
Indice de pente transversale	It	m/km	26,00
Indice global de pente retenue	Igcor	m/km	13,75
Pente longitudinale	I	m/km	5,75
Dénivelée spécifique	Ds	m	62,21
La longueur totale des cours d'eau	Lc	km	33,58
Densité de drainage	Dd	km/km ²	1,64
Classe de relief et perméabilité			R3, RI
Régime hydrologique (Selon Rodier)		Sahélien (Pan < 750 mm)	

Type de relief et perméabilité du bassin versant

La dénivelée spécifique (Ds) du bassin est comprise entre 50 et 100 m et d'après la classification des reliefs selon celle de l'ORSTOM, le relief du bassin versant du barrage de Boussouma est de type modéré (**R3**).

Le substratum du bassin est composé de roches imperméables d'une part et perméables d'autre part. Ce contexte géologique montre que le bassin est sur une assise relativement imperméable et par conséquent, il est considéré comme bassin relativement imperméable (**RI**).

5.2.4.2. Prédétermination de la crue de projet

Crue décennale

Les résultats de calcul du débit décennal ainsi que les paramètres suivant les méthodes annoncées plus haut sont consignés dans le Tableau 13.

Tableau 13: Résultats de calcul de la crue décennale

Désignation	Symbol/unité	Valeurs
Surface	S [Km ²]	20,47
Pluviométrie annuelle	P_{an} [mm]	652,5
Pluie journalière décennale	P_{10} [mm]	93,0
Pluie journalière centennale	P_{100} [mm]	133,3
Indice global de pente	Ig [m/km]	13,75
Indice de compacité	I_c	1,4
Coefficient d'abattement	A	0,825
Coefficient de ruissellement décennal	K_{r10} [%]	41
Temps de base décennal	Tb_{10} [mn]	234
Temps de montée décennal	Tm_{10} [mn]	68,5
Coefficient de majoration du débit	m	1,045
Coefficient de pointe de débit	α	2,6
Crue décennale (méthode ORSTOM)	Q_{10} [m ³ /s]	87,26
Crue décennale (méthode CIEH)		90,56
Crue décennale retenue		90,00

Débit du projet

De par sa taille, le barrage de Boussouma se classe dans la catégorie des petits barrage [14]. De ce fait la crue centennale suffit comme débit de projet (Tableau 14).

Tableau 14: Résultat de calcul de la crue du projet

Désignation	Débit décennal Q_{10} (m ³ /s)	Coefficient de gradex C	Débit centennal Q_{100} (m ³ /s)
Valeur	90,0	1,85	166,00

La crue du projet de réhabilitation du barrage est donc de 166 m³/s contre 60 m³/s lors de sa construction en 1987. Le débit de crue actualisé est trois fois plus grand que le débit qui a servi au dimensionnement initial des ouvrages. La pluviométrie par contre est restée dans le même ordre de grandeur. Sans être exhaustif, cette différence de crue pourrait s'expliquer par le changement de certaines caractéristiques du bassin versant dont le coefficient de ruissèlement.

La prise en compte de crue relativement sous-estimée lors de la conception initiale du barrage a permis des choix techniques ne garantissant pas la durabilité des ouvrages d'où la rupture du déversoir avant l'échéance du projet.

Hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue renseigne sur le débit maximum de la crue ($166 \text{ m}^3/\text{s}$) et le débit de discontinuité ($73,5 \text{ m}^3/\text{s}$) qui indique le changement de pente lors de la décrue (Figure 11).

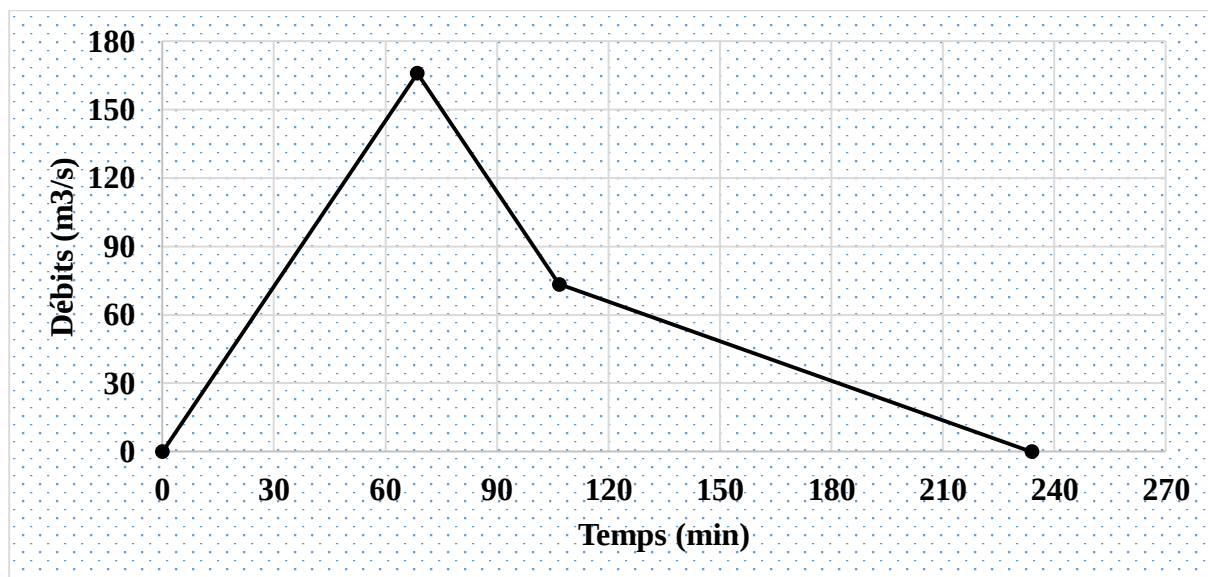


Figure 11: Hydrogramme de crue

Les détails de calculs hydrologiques sont joints en Annexe III.

Crue de rupture de la digue

La crue de rupture calculée avec les nouvelles dimensions du barrage est de $487 \text{ m}^3/\text{s}$ soit près de trois (03) fois la crue du projet ($166 \text{ m}^3/\text{s}$). En ce qui concerne l'ancienne digue, nous n'avons pas pu avoir des informations relatives à la valeur de la crue de rupture.

5.2.4.3. Etude de la cuvette

Evaluation des besoins

Les besoins (Agricole, humaine et pastorale) en eau sont évalués à $326\,544 \text{ m}^3$ (Tableau 15) entre Novembre et Avril correspondant à la période d'exploitation du barrage sans apports.

Tableau 15: Synthèse des besoins en eau

Besoins	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.	Total
Agricole (m^3)	-	20 449	30 360	34 239	39 706	29 821	154 576
Humain (m^3)	24 003	24 803	24 803	22 403	24 803	24 003	144 818
Pastorale (m^3)	4 500	4 650	4 650	4 200	4 650	4 500	27 150
Total (m^3)	28 503	49 902	59 813	60 842	69 159	58 324	326 544

Evaluation des pertes

L'estimation des pertes par infiltration et évaporation au niveau de la retenue pendant les mois où l'ouvrage est sollicité par les activités socio-économiques des populations a conduit aux résultats dans le Tableau 16 et les pertes dues aux dépôts solides dans le Tableau 17 ci-dessous.

Tableau 16: Synthèse des pertes infiltration et évaporation

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Total
Evlac(mm)	172	177	185	185	217	210	1 147
Infiltration (mm)	45	47	47	42	47	45	272
Total (mm)	217	223	231	227	264	255	1 418

Tableau 17 : Evaluation des dépôts solide:

Auteur	Dégradation spécifique D (m ³ /km ² /an)	Volume de Sédiment V (m ³ /an)
GRISILLON	288	5 898
GOTTSCHALK	192	3 935
KARAMBIRI	160	3 276
Retenue	176,0	3 600

Des résultats de l'évaluation des dépôts solides, on note que les résultats obtenus avec les formules de KARAMBIRI et de GOTTSCHALK sont relativement proches. La moyenne de ces deux résultats a été considérée pour estimer le volume de dépôts solides à l'horizon du projet. Ce qui donne 3 600 m³ de sédiment par an en moyenne soit environs 110 000 m³ de sédiment à l'horizon du projet correspondant à la côte 300,25 m.

Evaluation des apports liquides

Le Tableau 18 récapitule les résultats de calcul des apports du bassin versant en période sèche.

Tableau 18: Apports liquides du bassin versant en période sèche

Désignation	Annuelle	Quinquennale sèche	Décennale sèche
Pluviométrie (mm)	652,5	538,6	478,9
Superficie bassin versant (km²)	20,47	20,47	20,47
Coefficient d'écoulement Ke (%)	14,5	9,7	7,6
Apports liquide (m³)	1 937 034	1 068 948	746 568

Simulation de l'exploitation et calage du PEN

Pour couvrir les besoins en eau des populations et les pertes au niveau de la cuvette de Novembre à Avril et en tenant compte des apports liquides du bassin, le plan d'eau normale

(PEN) est calé à la côte 302,75 m. Après simulation de l'exploitation de l'ouvrage, avec l'hypothèse que le dernier remplissage du barrage est observé le 1^{er} novembre, la côte du plan d'eau à la fin de campagne de contre saison (fin avril) est de 300,1 m (Figure 12).

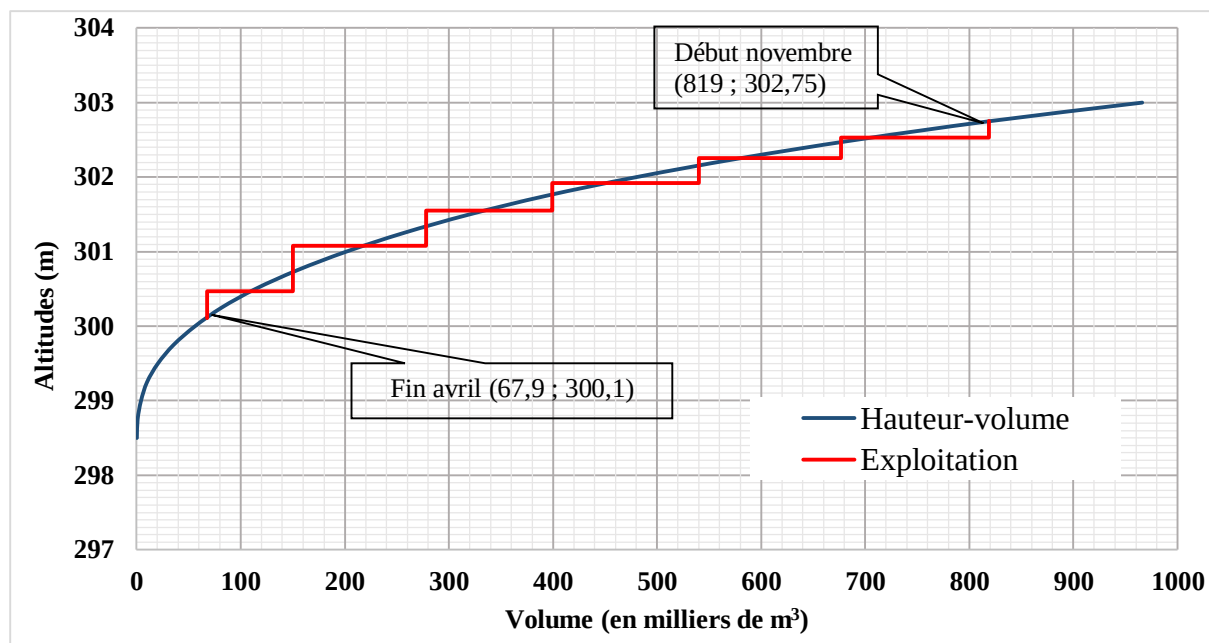


Figure 12: Courbe d'exploitation du barrage de Boussouma

La capacité de stockage de la retenue (au PEN) est de 819 000 m³ environ et la superficie du plan d'eau est de 54,7 ha. Avec ce volume, les apports sont suffisants pour assurer le remplissage de l'ouvrage en année normale et même en année quinquennale sèche. Le niveau de remplissage du barrage sera de l'ordre de 90% en année décennale sèche.

De la simulation de l'exploitation de l'ouvrage, il ressort que la capacité de stockage du barrage ne permet pas d'irriguer plus de 10 ha pour le maraichage entre décembre à avril au plus tard en plus des autres besoins. Le volume d'eau dans la cuvette passe de 819 000 m³ en début Novembre à 67 900 m³ en fin Avril (six mois) correspondant à la côte 300,1 m soit à 15 cm en dessous du niveau de l'envasement (301,25). Le barrage se vide ainsi jusqu'à la prochaine arrivée des eaux de pluie. Le volume restant dans la cuvette équivaut au volume des sédiments après 18 années (soit en 2038). La mise en œuvre des mesures d'atténuation de l'envasement proposées en Annexe IX permettra de maintenir la prise au-dessus de la boue et continuer l'exploitation des 10 ha.

La simulation permet également de constater que les consommations sont de 40% du volume d'eau mobilisée et le reste est perdu par infiltration et évaporation (52%) et dépôts solides (8%).

5.3. Propositions de réhabilitation du barrage

Au regard des pathologies constatées sur le barrage et des résultats des études de base, des solutions de réhabilitation sont proposées pour remettre l'ouvrage en état et relancer les activités socio-économiques des populations bénéficiaires. Cette réhabilitation s'apparente à une reconstruction du barrage dans sa partie extérieure.

5.3.1. Pour la digue

La digue dans son ensemble n'est pas en état de dégradation avancée. Cependant, au regard des résultats de l'étude géotechnique (pas de problème d'étanchéité) et des pathologies constatées sur la digue, des travaux de réhabilitation sont proposés.

Il s'agira entre autres de:

- ❖ procéder au désherbage et au dessouchage des arbres et arbustes sur les talus ;
- ❖ décaper les protections en perré du talus amont ;
- ❖ tailler en redans les talus amont et aval sur au moins 1,5 m d'épaisseur suivi d'un apport de nouveaux matériaux argileux bien compactés en respectant la pente de 1V/2H des talus et la pose d'un drain aval à la base du talus aval ;
- ❖ protéger les talus amont et aval en moellons avec une butée de pieds ;
- ❖ poser une couche de couronnement latéritique de 20 cm et construire des murets parapet de 0,5*0,5 sur la crête de la digue

Les principales tâches de réhabilitation de la digue sont illustrées par la (Figure 13).

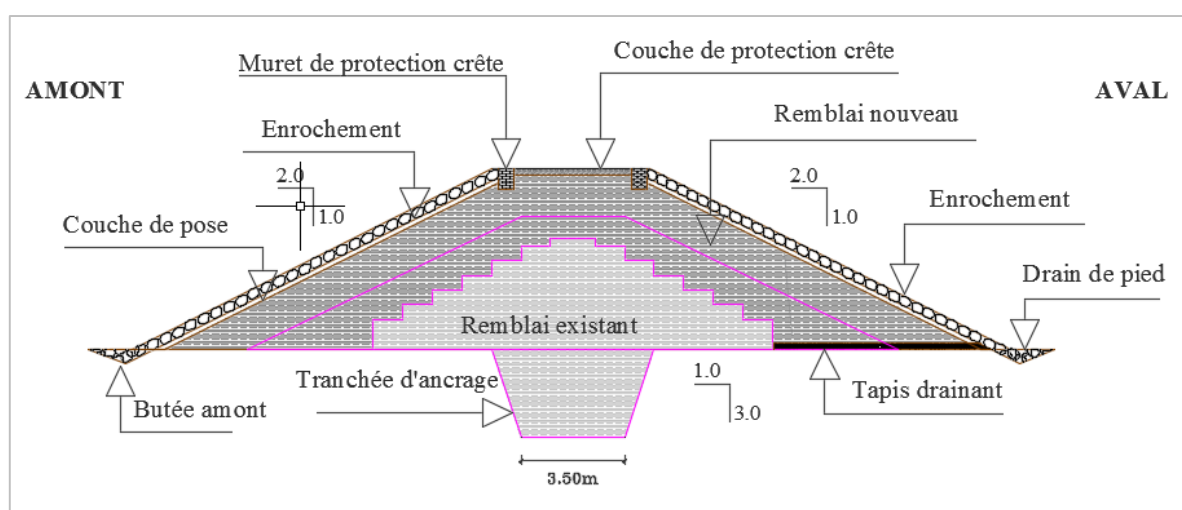


Figure 13: Illustration des travaux de réhabilitation de la digue

5.3.2. Pour l'évacuateur de crue

Les ouvrages qui composent l'évacuateur de crue étaient construits de façon traditionnelle et dans le cadre de la réhabilitation, il est proposé de mettre en place un déversoir poids en béton cyclopéen de section trapézoïdale à la même position latérale (Rive Gauche). Ce type de déversoir a une grande capacité d'évacuation de grosses crues et est facile à réaliser à des coûts relativement acceptables. Les ouvrages annexes associés au déversoir sont :

- un mur bajoyer (voile en béton armé) de part et d'autre du déversoir et assurant la jonction entre la digue et ce dernier ;
- un bassin de dissipation pour dissiper l'énergie de chute et l'action érosive de l'eau
- un chenal d'évacuation pour drainer l'eau vers le lit du cours d'eau.

Le profil type du seuil déversant est illustré à travers la Figure 14.

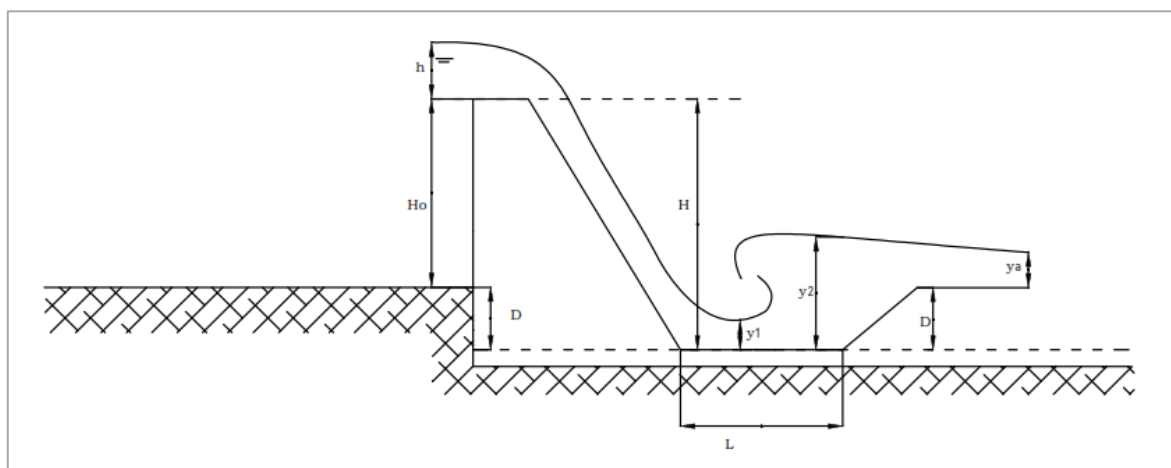


Figure 14: Profil type du seuil déversant

5.3.3. Pour l'ouvrage de prise

La vanne de l'ouvrage de prise en place est complètement dégradée. A cela s'ajoute le fait que le calage de la prise doit tenir compte de l'exploitation de l'ouvrage à l'horizon du projet. Ainsi les propositions de réhabilitation de la prise portent sur une reconstruction de celle-ci. La conduite en béton sera remplacée par une conduite en fonte ductile. Les bacs amont et aval seront reconstruits et équipés de grilles de protection. Le robinet vanne dans le bac aval sera également renouvelé. Les travaux de réhabilitation de la prise nécessiteront une ouverture de la digue actuelle en redans dans la zone de l'ouvrage suivi des travaux de remblai.

5.4. Conception et dimensionnement du barrage

5.4.1. Etude de la digue

5.4.1.1. Caractéristiques de la digue

La digue du barrage de Boussouma sera en terre homogène compactée du fait de la disponibilité de matériaux argileux en quantité et qualité suffisante. Les principales caractéristiques de la digue sont regroupées dans le Tableau 19.

Tableau 19: Principales caractéristiques de la digue

Paramètres	Valeurs retenues	Valeurs initiales
Côte au PEN (m)	302,75	-
Côte au PHE (m)	303,55	-
Revanche libre (m)	0,85	0,50
Revanche totale (m)	1,65	1,00
Largeur en crête de la digue (m)	4,00	3,50
Epaisseur de la couche de couronnement (m)	0,20	0,20
Hauteur maximale de la digue (m)	6,10	4,50
Côte crête digue crête (m)	304,60	-
Largeur en base de la digue (m)	27,60	-
Longueur sans déversoir (m)	900	860
Longueur départ et d'autre du déversoir (m)	RD:570 ; RG:330	-
Epaisseur du drain constitué de sable grossier (m)	0,50	-
Epaisseur couche de protection des talus (m)	0,50	-
Pente de talus aval identique au talus amont	1V/2H	1V/2H

Du Tableau 19, on note un écart important sur la hauteur de la digue et cela est dû principalement à la charge maximale sur le seuil déversant considérée (0,8 m contre 0,5 m pour l'étude initiale).

5.4.1.2. Protection des talus et de la crête

Le talus amont sera protégé avec du perré maçonné et le talus aval avec du perré sec. Les perrés seront posés sur une couche de pose filtrante constituée de matériaux sablo-graveleux. La pose se fera à la main tout en bouchant les vides entre les enrochements par des éclats de pierres latéritiques. Le perré amont se termine dans une butée de pied en enrochement. Le drain de pied aval est revêtu d'enrochement rangé à la main et il a pour but d'évacuer les eaux ruisselantes sur le talus aval et celles d'infiltration en provenance du corps de la digue à travers le filtre.

La crête de la digue sera protégée par un revêtement latéritique de 20 cm d'épaisseur et des murets parapets de 50 cm*50 cm. Elle aura une pente de 3% vers l'aval afin de permettre le ruissellement des eaux des pluies vers l'aval.

La stabilité des talus sont assurées avec des coefficients de sécurité de Bishop de 2,12 et 1,66 respectivement pour les talus amont et aval. Les détails de calcul de la digue sont en Annexe IV du présent document.

5.4.2. Evacuateur de crue

5.4.2.1. Laminage de la crue par la méthode X_0

La longueur du seuil déversant obtenue après laminage est de 64 m. Mais afin de se prémunir contre d'éventuelles perturbations liées au changement climatique et par souci de sécurité, une longueur de 70 m est retenue avec un débit évacué de 86,5 m³/s soit 52% de la crue du projet.

5.4.2.2. Stabilité du déversoir

Le déversoir sera de type déversoir poids et les résultats de vérification des différentes conditions de stabilité du déversoir sont regroupés comme suit (Tableau 20).

Tableau 20: Etude de la stabilité du déversoir

Désignation		Unité	Valeurs
Stabilité externe			
✚ Non glissement			
- Forces verticales	W-U	kN/ml	314,4
- Forces horizontales	P _e +P _t	kN/ml	133,4
- Facteur de sécurité	F _g (≥ 1,2)		1,53
✚ Non renversement			
- Moments stabilisants	M _{/B} (W – U)	kN.m/ml	205,5
- Moments renversants	M _{/B} (Pe + Pt)	kN.m/ml	2032,3
- Facteur de sécurité	FR (≥ 1,5)		9,89
Stabilité interne			
✚ Non-fissuration		Règle du tiers central $ e \leq b_2/6$	-
- excentricité	e	m	0,84
- largeur en base sur six	b/6	m	1,39
✚ Non rupture		$\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,b}$	-
- contrainte en maximale	σ_{max}	MPa	0,06
- contrainte limite du béton	$\sigma_{lim,b}$	MPa	6,0

L'ensemble des conditions de stabilité est satisfait avec un angle de 60° et par conséquent la stabilité du déversoir est assurée.

Le sol de fondation du déversoir est constitué de matériau argileux à des profondeurs variant entre 1 et 2,5 m. La charge au-dessus du déversoir est de 0,80 m.

Le déversoir sera coulé en plots de 5 m séparés par des joints WATERSTOP.

5.4.2.3. Bassin de dissipation

Le bassin de dissipation qui sera réalisé est un bassin à ressaut de type II USBR. Les blocs de chicanes seront placés à 1,20 m des blocs de chutes. L'aval immédiat du seuil terminal sera protégé avec du gabion sur 8 m le long du chenal et de 0,5m d'épaisseur. Quelques dimensions caractéristiques retenues pour le bassin de dissipation sont consignées dans le Tableau 21.

Les détails de calcul du bassin sont joints en Annexe VI du présent document.

Tableau 21: Dimensions du bassin de dissipation

Bassin de dissipation				
Longueur	Type	Tirant d'eau normal y_n	Largeur	Enfoncement D
70 m	II	0,60 m	4 m	1,0 m
Blocs de chute				
Hauteur h_1		Largeur en Base b_1	Espacement e_1	
15,0 cm		15,0 cm	15,0 cm	
Blocs chicane				
Hauteur h_2	Pente	Epaisseur en crête	Largeur	Espacement e_2
25,0 cm	1/1	5,0 cm	20,0 cm	20,0 cm
Seuil terminal du bassin				
Pente		Hauteur h_4	Longueur de protection aval	
2H/1V		20,0 cm	8,0 m	

5.4.2.4. Le chenal d'évacuation

Le chenal d'évacuation de section trapézoïdale sera réalisé à partir du chenal existant en élargissant. Les berges seront taillées et protégées avec du perré maçonné. Il aura une largeur au radier de 70 m sur une longueur de 20 m et sera rétréci pour prendre la forme du chenal créé à la suite de la rupture du déversoir pour rejoindre le cours d'eau naturel. Le débit à évacuer est de $86,5 \text{ m}^3/\text{s}$ avec un tirant d'eau normal est 0,60 m.

5.4.2.5. Les murs bajoyer

Les résultats de pré-dimensionnement se présentent comme suit (Tableau 22).

Tableau 22: Résultats du pré-dimensionnement des murs bajoyers

Désignation	Symbole/Unité	Valeurs
Hauteur du mur bajoyer (voile +semelle)	H [m]	7,00
Epaisseur crête du voile	e_0 [m]	0,30
Epaisseur de la base du voile	e_1 [m]	0,60
Epaisseur de la semelle	e_2 [m]	0,60
Largeur de la semelle	b [m]	4,10
Largeur du talon de la semelle	b_2 [m]	3,50

La vérification des stabilités du mur faite avec le logiciel CYPE 2015 a conduit aux dimensions finales ci-dessous représentées (Figure 15). Voir détails en Annexe V.

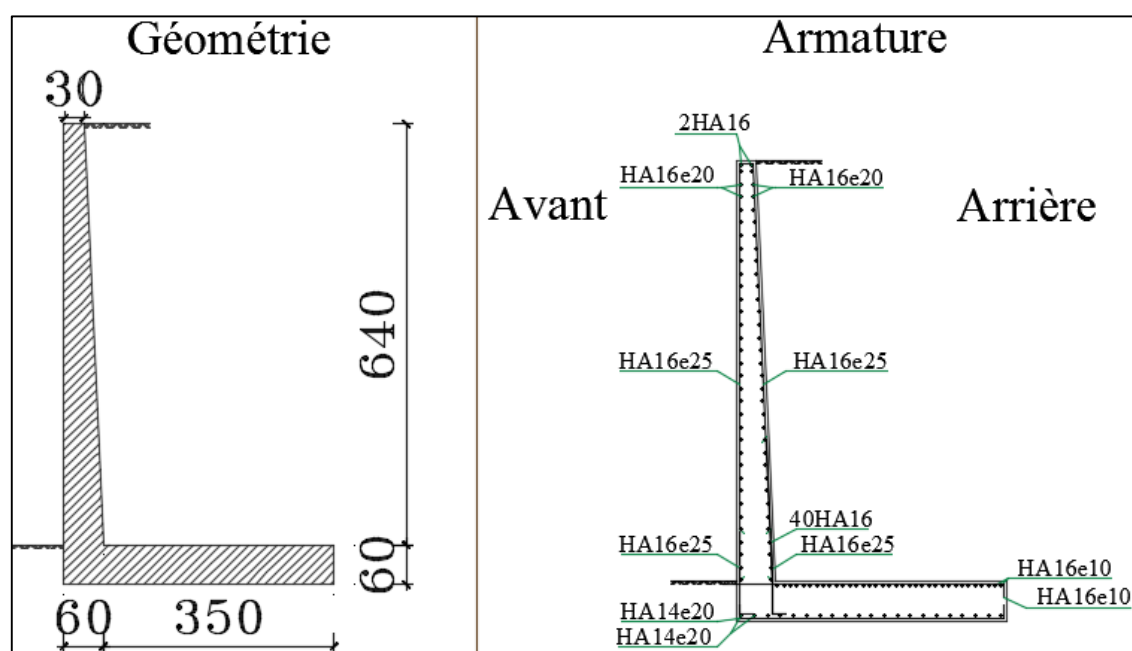


Figure 15: Coupe transversale du mur bajoyer

5.4.3. Ouvrage de prise

Elle est constituée de deux bacs (amont et aval) reliés par une conduite en fonte ductile de diamètre 250 mm et d'une commande en aval (robinet vanne). La prise d'eau est calée à la côte 300 m. A cette côte la prise sera sous envasement après les 20 années de service. De ce fait, des travaux d'entretien permettront de maintenir la prise hors bout jusqu'à l'horizon du projet. Elle est placée à 180 m de l'extrémité rive droite de la digue. Les détails du calcul de l'ouvrage de prise sont joints en

Annexe VIII du présent document.

5.5. Dispositif de suivi et de maintenance

La mise en place de dispositifs de suivi et de maintenance du barrage durant son exploitation est recommandée. Il permet un bon suivi du fonctionnement du barrage et de prévenir les dégradations majeures qui pourront survenir ultérieurement. Au regard de la taille du barrage[11], le dispositif de suivi peut se résumer comme suit :

5.5.1. Dispositif de suivi du barrage

La maîtrise de l'évolution de la ressource en eau mobilisée dans la cuvette permet une meilleure planification des usages à entreprendre. De ce fait, il sera prévu une batterie d'échelles limnimétriques composée de cinq (05) éléments de 1 m pour le suivi du niveau de l'eau dans la retenue. Elle sera installée sur le talus amont au voisinage de la prise d'eau.

Deux (02) bornes références seront également implantées dont une en rive gauche et l'autre en rive droite pour le suivi topographique de la digue.

5.5.2. Dispositif de surveillance et d'entretien

L'objectif principal de ce dispositif est de maintenir les ouvrages du barrage en bon état de fonctionnement. Le comité d'exploitants initialement mis en place sera redynamisé afin qu'il puisse assurer la surveillance et l'entretien courant de l'ouvrage. A ce titre, il veillera à :

- l'identifier les défauts de fonctionnement ou détériorations quelconques (fissures, inégalités de tassement, fuites, éboulements, érosion régressive, etc.)
- saisir les autorités locales chargées de l'hydraulique sur les anomalies jugées préoccupantes ;
- nettoyer régulièrement la végétation sur la digue du barrage ;
- réparer les petites dégradations (remise en place des moellons, comblement des ravines, nettoyage de l'emprise de la prise d'eau, etc...) ;
- Veiller au respect du calendrier cultural (Décembre à Avril pour les cultures de contre saison et juin à octobre pour les cultures pluviales).

Le comité bénéficiera de formations et d'outils sur la surveillance et la maintenance des barrages. Au cours des trois (03) premières années de mise en eau du barrage, le comité bénéficiera d'un appui financier pour plus d'efficacité. Il travaillera sous le contrôle de

l'Agence de l'eau du Nakanbé qui est la structure chargée de la mise en œuvre de la politique nationale sur la Gestion Intégrée des Ressources en Eau dans la zone du projet.

5.6. Notice d'impact environnemental et social

La gestion des impacts environnementaux et sociaux est régie par le décret 2015-1187 du 22 octobre 2015 qui à son article 4 classe les travaux, ouvrages, aménagements et activités susceptibles d'avoir des impacts significatifs directs ou indirects sur l'environnement en trois (03) catégories:

- ✓ A : Activités soumises à une étude d'impact environnemental et social (EIES) ;
- ✓ B : Activités soumises à une notice d'impact environnemental et social (NIES);
- ✓ C : Activités faisant l'objet de prescriptions environnementales et sociales.

Suivant les dispositions de ce décret, les travaux projetés sont classés dans la catégorie « B » des projets soumis à la réalisation d'une Notice d'Impact Environnemental et Social (NIES). Cette notice vise à fournir toutes les indications sérieuses de nature à permettre une appréciation globale des incidences environnementales du projet. C'est dans ce cadre que les impacts potentiels ont été identifiés (Tableau 23). Ces impacts ont fait l'objet d'analyse suivant la grille d'évaluation de FECTEAU (Tableau 24) afin d'apprécier leur importance. Cette analyse est assortie d'un Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES) dont la mise en œuvre permettra d'atténuer les impacts négatifs et optimiser les impacts positifs du projet. Il comprend entre autre les mesures d'atténuation et d'optimisation proposées, les acteurs de mise en œuvre, les indicateurs de suivi ainsi que l'estimation sommaire du coût des mesures proposées. L'analyse proprement dit des impacts du projet de réhabilitation du Barrage et le PGES sont jointes en Annexe IX. Il a permis de voir que les impacts négatifs existent sur l'environnement du projet mais sont d'importance mineure dans l'ensemble. Toutefois, des mesures d'atténuation sont proposées en vue d'améliorer la valeur ajoutée du projet sur les populations riveraines et sur l'environnement du barrage en général.

Tableau 23: Identification des impacts de réhabilitation du barrage de Boussouma

Source d'impact	COMPOSANTES DU MILIEU RECEPTEUR											
	Milieu physique				Milieu Biologique		Milieu humain					
	Air/ microclimat	Sol	Eaux de surface	Eaux Souterraines	Faune	Végétation/ paysage	Sécurité / Santé	Emploi /population	Circulation	Commerce, artisanat et transport	Agropastoral	Sécurité alimentaire
Phase de construction												
Installation du chantier	-	-	0	0	-	-	-	+	0	+	0	0
Recrutement de personnel (création d'emploi)	0	0	0	0	0	0	0	+	0	+	0	+
Débroussaillage abattage, déboisement dans l'emprise du projet	-	-	0	0	-	-	-	+/-	0	0	-	0
Réhabilitation du barrage (préparation et mise en œuvre de bétons pour les ouvrages de maçonnerie-béton)	-	-	-	-	0	0	-	+	0	+	0	0
Transport et circulation liée aux activités de chantier	-	-	-	-	-	-	-	+	-	0	0	0
Exploitation des emprunts et carrières	-	-	0	0	0	-	-	+	-	0	0	0
Repli du chantier (restauration des zones d'emprunts)	-	+	0	0	+	+	0	+/-	0	-	0	0
Phase d'exploitation												
Présence d'eau dans le barrage réhabilité	+	+	+	+	+	+	-	+	0	0	+	+
Développement des divers usages	0	-	-	-	-	0	-	+	0	+	+	+
Divagation du bétail autour du barrage et du périmètre irrigué	0	-	-	-	0	-	0	0	-	0	+/-	-
Légende : (+) impact positif ; (-) impacts négatifs; (0) Absence d'impact ; (+/-) impacts positif et négatif à la fois.												

Tableau 24: Matrice d'évaluation de FECTEAU

Intensité de l'impact	Étendue de l'impact	Durée de l'impact	Importance de l'impact
Forte = Majeure = élevée	Régionale	Longue = Permanente	Majeure
		Moyenne	Majeure
		Courte = Temporaire	Majeure
	Locale	Longue = Permanente	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte = Temporaire	Moyenne
	Ponctuelle	Longue = Permanente	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte= Temporaire	Mineure
Moyenne = modérée	Régionale	Longue = Permanente	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte = Temporaire	Moyenne
	Locale	Longue = Permanente	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte = Temporaire	Moyenne
	Ponctuelle	Longue = Permanente	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte= Temporaire	Mineure
Faible	Régionale	Longue = Permanente	Majeure
		Moyenne	Moyenne
		Courte = Temporaire	Mineure
	Locale	Longue = Permanente	Moyenne
		Moyenne	Moyenne
		Courte = Temporaire	Mineure
	Ponctuelle	Longue = Permanente	Mineure

5.7. Coût du projet

Le coût de mise en œuvre du projet de réhabilitation du barrage de Boussouma est évalué à **huit cent deux million neuf cent soixante-onze mille cinq cent cinquante (802 971 550) francs CFA HT** reparté entre les travaux de réhabilitation et la mise en œuvre du plan de gestion environnemental et social (Tableau 25). Les détails sur l'évaluation des coûts de mise en œuvre du PGES et de réalisation des travaux de réhabilitation et sont respectivement en Annexe IX et Annexe X.

Tableau 25: Coût du projet

Désignation	Coût HT (F CFA)	Ratio (%)
Amenée et replis	22 000 000	2,7
Digue	415 620 000	51,5
Ouvrage de prise et de vidange	125 42 540	1,6
Evacuateur de crue	288 359 010	35,9
Dispositif d'auscultation	11 700 000	1,5
Total des travaux de réhabilitation	750 221 550	93,4
Mise en œuvre du PGES	52 750 000	6,5
Total général	802 971 550	100,0

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Les études de faisabilité pour la réhabilitation du barrage de Boussouma s'inscrivent dans le cadre d'une volonté politique d'assurer la sécurité alimentaire et de réduire la pauvreté des populations en milieu rural. La réalisation de ce projet permettra de remobiliser l'eau pour une relance des activités socio-économiques des populations des villages environnants et dans la commune de Boussouma en général.

Au terme des études de réhabilitations du barrage, il est préconisé une réhabilitation de la digue avec rehaussement et réalisation d'un seuil déversant pour l'évacuation des crues. Cet ouvrage a une forte capacité d'évacuation des crues extrêmes liées à variabilité climatique. La capacité du barrage qui était initialement de 600 000 m³ passe à 819 000 m³ pour satisfaire dans les limites du possible les besoins en eau de la zone du projet.

Dans le but de garantir une exploitation durable de la ressource en eau qui sera mobilisée, il est nécessaire de mettre en œuvre les recommandations suivantes:

- ✓ Mettre en place un comité d'exploitants pour assurer principalement le suivi et l'entretien courant du barrage y compris le périmètre qui sera réaménagé en aval ;
- ✓ Renforcer les capacités des exploitants aux bonnes pratiques agricoles pour éviter l'envasement du lit du barrage mais aussi la pollution de l'eau ;
- ✓ Mettre en œuvre le Plan de Gestion Environnementale et Social (PGES) annexé à la Notice d'Impact Environnementale et Social (NIES) ;
- ✓ La réalisation d'études complémentaires pour mieux caractériser les sols de fondation mais également ceux des zones d'emprunt pour une meilleure mise en œuvre du projet au regard des limites observées au niveau des études géotechniques.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] MERH, « Plan national d'adaptation aux changements climatiques du Burkina Faso, volume principal, version finale ». 2015.
- [2] DGIH, « Inventaire des Infrastructures Hydrauliques ». 2019.
- [3] CR_CND, « Plan régional de développement du Centre Nord 2015-2019, Version finale ». 2014.
- [4] Commune de BOUSSOUMA, « Plan Communal de Développement de la Commune de Boussouma ». 2013.
- [5] FAO, « Crues et apports: Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche ». 1996.
- [6] H. KARAMBIRI et D. NIANG, « Cours d'hydrologie 2ie. » 2011.
- [7] J. C. BEGOU, « Analyse des écoulements de surface; cours AGRHYMET ». 2010.
- [8] J. M. DURAND et P. ROYET, « Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale. » 1999.
- [9] I. GUEYE, « Cours de barrage, 2iE ». 2011.
- [10] M. L. COMPAORE, « Cours de barrage, EIER, 2ème édition; Ouagadougou/ BURKINA FASO ». 1996.
- [11] C.F.G.B., « Petit Barrage: Recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi ». 2002.
- [12] FEME, « Dossier d'exécution du Barrage de Boussouma: Mémoire explicatif ». 1986.
- [13] P. N. KABORE, A. OUEDRAOGO, M. SANON, P. YAKA, et L. SOME, « Caractérisation de la variabilité climatique dans la région du Centre-Nord du Burkina Faso entre 1961 et 2015 », in *Climatologie*, vol. 14, 2017, p. 82-95.
- [14] C.N.B.B et A.I.T.B, « Etude de la classification des barrages au Burkina Faso ». 2015.

Site de téléchargement des images

<https://www2.jpl.nasa.gov/srtm>

ANNEXES

Annexe I: Etude topographique	63
Annexe II: Etude pluviométrique	65
Annexe III: Etude hydrologique.....	69
Annexe IV: Etude de la digue	82
Annexe V: Calcul du déversoir	88
Annexe VI: Calcul du bassin de dissipation	95
Annexe VII: Calcul du mur bajoyer	100
Annexe VIII: Calcul de l'ouvrage de prise	105
Annexe IX: Notice d'impact environnemental et social	106
Annexe X: Métré et Devis de réhabilitation du barrage de Boussouma	113
Annexe XI: Pièces graphiques	121

Annexe I: Etude topographique

A partir des courbes de niveaux de la cuvette, les surfaces ainsi que les volumes ont été calculés entre les côtes 298 m et 305 m. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Données courbes hauteur – volume – surface

Côte (m)	Surface (m ²)	Volume (m ³)
298,00	0,00	0,00
298,25	13	373,00
298,50	1 459,78	246,14
299,00	17 694,80	4 223,38
299,50	50 657,96	20 481,09
300,00	92 127,79	56 145,21
300,50	144 445,08	114 218,54
301,00	203 730,50	201 363,41
301,50	272 427,90	319 750,68
302,00	368 797,81	479 870,57
302,25	421 085,49	578 370,43
302,50	479 562,67	690 930,51
PEN : 302,75	546 700,52	818 886,31
303,00	626 863,55	966 030,12
303,50	769 434,15	1 316 416,46
PHE : 303,55	780 781,47	1 355 173,34
304,00	882 449,43	1 728 918,73
304,50	1 013 475,39	2 203 624,31
305,00	1 129 701,60	2 739 511,35

Les courbes hauteurs surfaces (Illustration 1) et hauteurs volumes (Illustration 2) sont représentées ci-dessous.

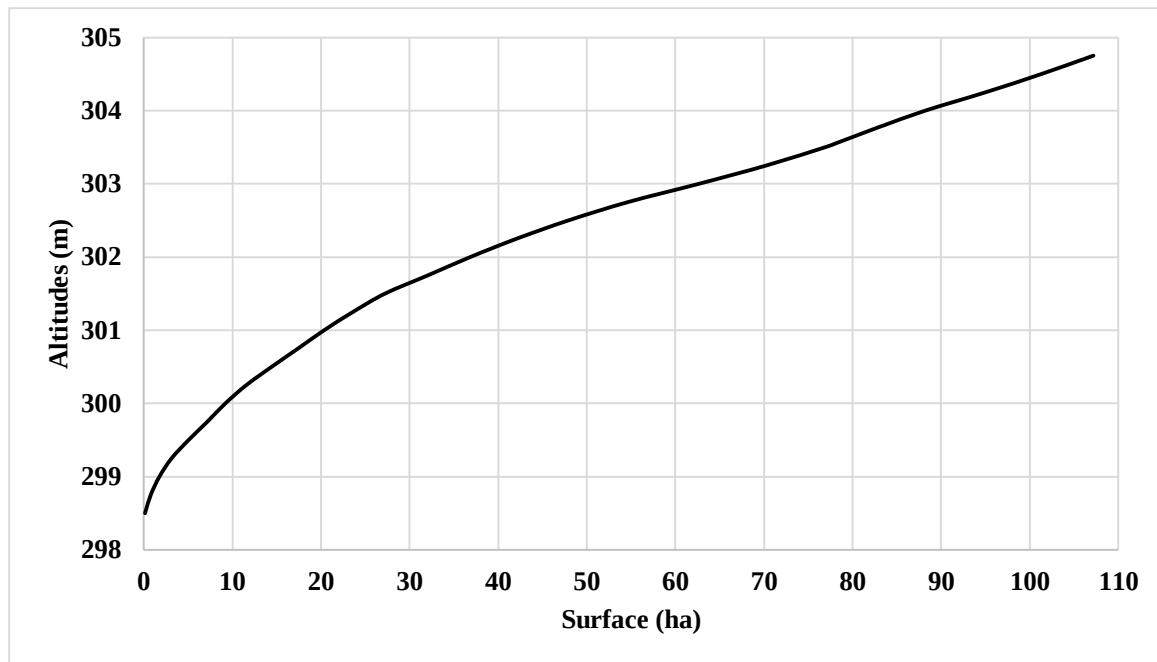


Illustration 1: Courbe hauteur surface

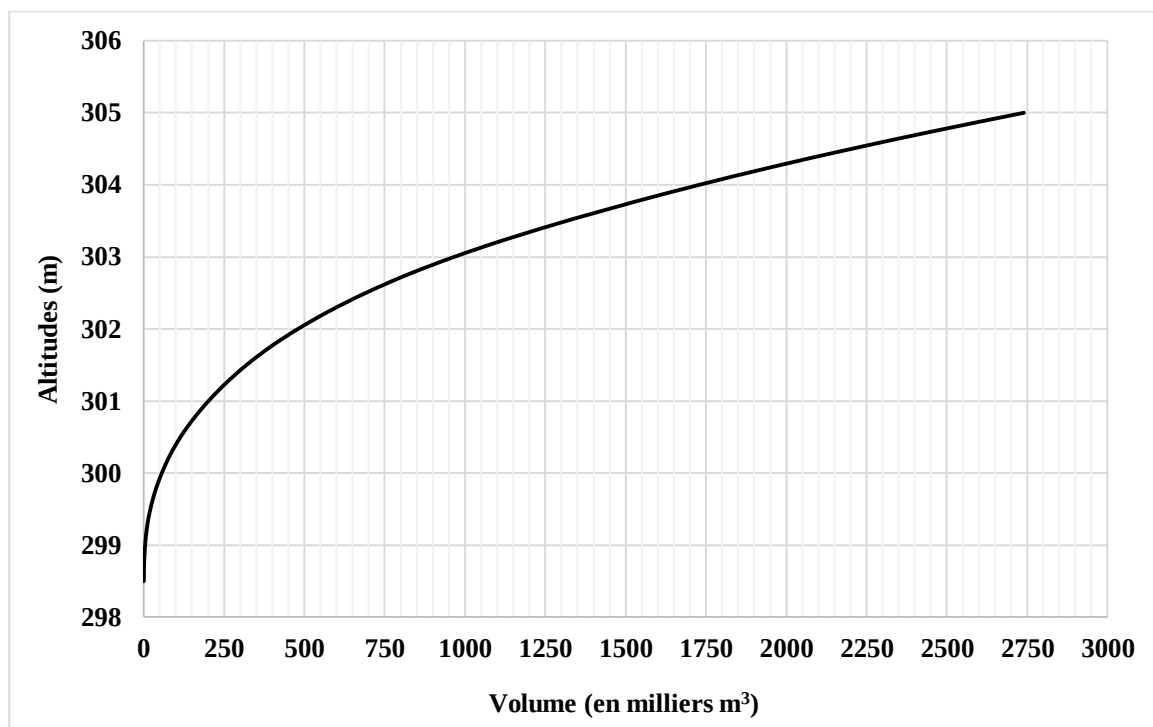


Illustration 2: Courbe hauteur volume

Annexe II: Etude pluviométrique

Données de pluies annuelles à la station de Kaya (mm)

Années	Pluie annuelle (mm)	Pluie maximale journalière (mm)
1982	-	49,1
1983	-	71,0
1984	-	41,3
1985	478,8	41,8
1986	687,7	64,7
1987	582,2	112,4
1988	759,4	67,6
1989	788,3	60,6
1990	849,1	41,0
1991	935,6	49,8
1992	614,5	48,4
1993	539,8	71,3
1994	458,2	72,6
1995	627,9	52,0
1996	629,8	55,8
1997	607,2	43,0
1998	573,5	48,7
1999	454,0	90,0
2000	586,4	75,5
2001	572,7	67,5
2002	785,5	63,2
2003	599,4	110,0
2004	620,4	40,1
2005	837,2	71,3
2006	556,1	78,9
2007	624,3	38,8
2008	925,5	84,5
2009	695,4	52,3
2010	558,2	40,7
2011	526,9	119,5
2012	709,6	90,3
2013	900,8	41,0
2014	639,4	68,5
2015	504,3	-
Moyenne	652,5	64,3

Source : ANM

Evaporation moyenne mensuelle de 1980 à 2015 (station de OUAGA Aéroport)

MOIS	Octobre	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai	Juin
Nombre de jour	31	30	31	31	28	31	30	31	30
Ev.bacA (mm)	219	235	240	258	277	338	327	315	254

Source : ANM

Répartition de la pluie annuelle

Mois	Jan.	Fév.	Mars	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.	Pan.
P (mm)	0	0,3	5,0	8,8	42,0	95,8	161,2	210,6	108,6	20,3	0,0	0,0	652,5
P (%)	0,0	0,0	0,8	1,4	6,4	14,7	24,7	32,3	16,6	3,1	0,0	0,0	100,0

Calcul des indices de pluie standardisées

Année	Pluie annuelle (mm)	Indice de Pluie standardisé (IPS)
1985	478,8	-1,28
1986	687,7	0,26
1987	582,2	-0,52
1988	759,4	0,79
1989	788,3	1,00
1990	849,1	1,45
1991	935,6	2,09
1992	614,5	-0,28
1993	539,8	-0,83
1994	458,2	-1,43
1995	627,9	-0,18
1996	629,8	-0,17
1997	607,2	-0,33
1998	573,5	-0,58
1999	454,0	-1,47
2000	586,4	-0,49
2001	572,7	-0,59
2002	785,5	0,98
2003	599,4	-0,39
2004	620,4	-0,24
2005	837,2	1,36
2006	556,1	-0,71
2007	624,3	-0,21
2008	925,5	2,02
2009	695,4	0,32
2010	558,2	-0,70
2011	526,9	-0,93
2012	709,6	0,42
2013	900,8	1,83
2014	639,4	-0,10
2015	504,3	-1,09
Pan	652,5	0,00
Ecart Type σ	135,4	-

📊 Résultats de l'ajustement des pluies annuelles

T = 1/(1-q) : Temps de retour (ans)	q = F(X) : probabilité de non dépassement	Valeur (mm)	Intervalle de Confiance (95%)	
100	0,99	967,7	874,7	1061
50	0,98	930,7	845,7	1016
20	0,95	875,3	801,5	949,2
10	0,9	826,1	761,3	891
5	0,8	766,5	710,8	822,2
3	0,6667	710,8	660,9	760,7
2	0,5	652,5	604,8	700,2
1,4286	0,3	581,6	530,6	632,5
1,25	0,2	538,6	482,8	594,3
1,1111	0,1	478,9	414,1	543,8
1,0526	0,05	429,7	355,8	503,5
1,0204	0,02	374,3	289,3	459,3
1,0101	0,01	337,4	244,5	430,3
$F(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right]$ $\mu = 652,519$; $\sigma = 135,437$ et $x =$ valeur de la pluie annuelle				

📊 Résultats de l'ajustement des pluies maximales journalières

T = 1/(1-q) Temps de retour (an)	q = F(X) : probabilité de non dépassement	Valeur (mm)	Intervalle de Confiance (95%)	
100	0,99	133,3	103,9	162,8
50	0,98	121,3	96,06	146,6
20	0,95	105,4	85,57	125,2
10	0,9	93,02	77,36	108,7
5	0,8	80,16	68,56	91,76
3	0,6667	69,92	61,17	78,67
2	0,5	60,73	53,84	67,61
1,4286	0,3	51,26	44,93	57,59
1,25	0,2	46,29	39,55	53,02
1,1111	0,1	40,15	32,36	47,94
1,0526	0,05	35,63	26,8	44,47
1,0204	0,02	31,06	21,01	41,11
1,0101	0,01	28,26	17,41	39,11
$F(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[-\frac{x-u}{\alpha} - \exp\left(-\frac{x-u}{\alpha}\right)\right]$ $\alpha = 17,143$; $u = 54,444$ et $x =$ valeur de la pluie maximale journalière				

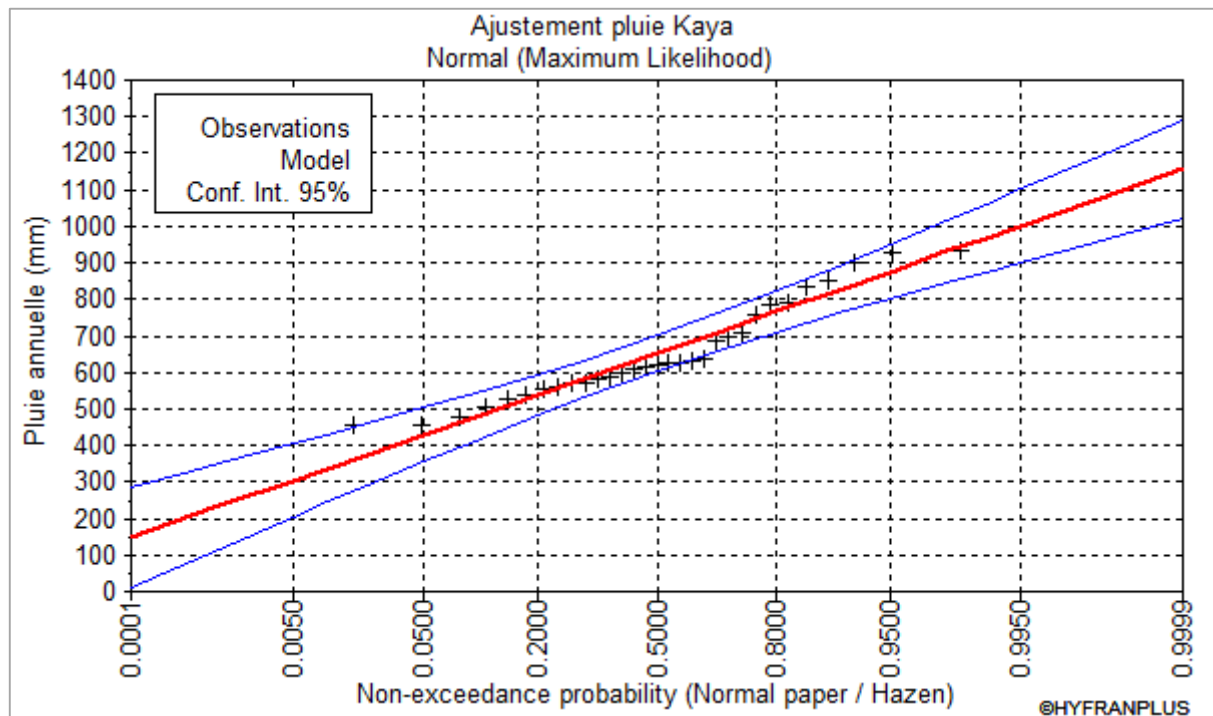


Illustration 3: Graphe d'ajustement des pluies annuelles

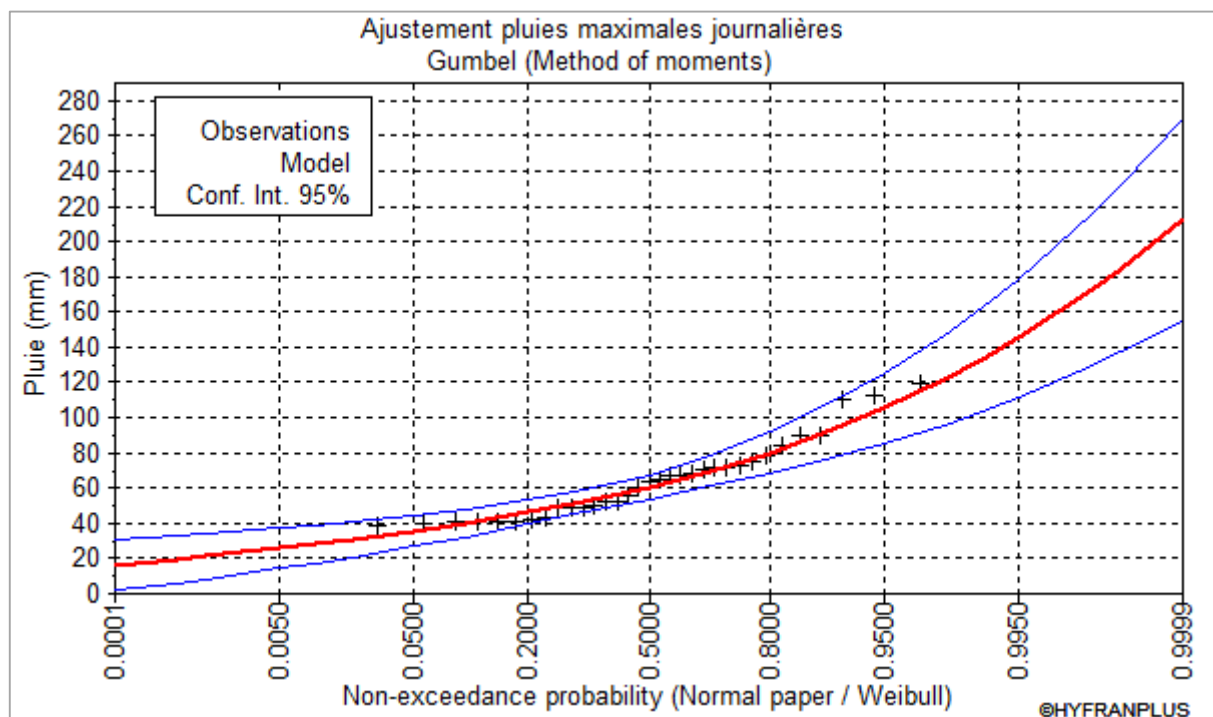


Illustration 4: Graphe d'ajustement des pluies maximales journalières

Annexe III: Etude hydrologique

Caractéristiques du bassin versant

A partir des limites du bassin versant, le calcul de la superficie (S) et du Périmètre (P) donne :

✓ $S = 20,47 \text{ km}^2$

✓ $P = 29,53 \text{ km}$

L'Indice de compacité K_g

L'indice de compacité ou coefficient de forme ou coefficient de Gravelius, se calcule comme suit:

$$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}} \quad \left| \quad K_G = 0,282 \times \frac{20,47}{\sqrt{22,42}} \quad \right| \quad K_G = 1,40$$

La valeur de K_g est supérieure à 1,3 et on déduit que le bassin versant a une forme allongée.

Longueur du rectangle équivalent

C'est la longueur qu'aurait un rectangle de même dimensions (surface S et de périmètre P) que le bassin versant. Elle est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4} \quad \left| \quad L = \frac{22,42 + \sqrt{22,42^2 - 16 * 20,47}}{4} \quad \right| \quad L = 8,91 \text{ Km}$$

Pente moyenne I_{moy}

C'est le rapport du dénivelé entre les altitudes maximale et minimale du bassin versant et la racine carrée de la superficie du même bassin versant. Il est calculé de la manière suivante :

$$I_{moy} = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}} = \frac{490 - 298}{\sqrt{20,46}} = 42,44 \text{ m/km}$$

Pente longitudinale

$I = \frac{26}{\sqrt{S}}$	$I = \frac{26}{\sqrt{20,47}}$	$I = 5,75 \text{ m/km}$
---------------------------	-------------------------------	-------------------------

La pente longitudinale du bassin est comprise entre 0,5% et 1%. Selon la classification des bassins versant en fonction de la pente de l'ORSTOM, le bassin versant du barrage de Boussouma est de classe R3 (pente modérée).

Hypsométrie du bassin versant

Après la délimitation du bassin versant et génération des courbes de niveau, nous avons procédé au calcul des surfaces entre des tranches d'altitude avec le logiciel ArcGIS et les résultats se présentent comme suit.

Altitudes (m)	Surface partielle		Surface Cumulée	
	(m ²)	(km ²)	(Km ²)	(%)
490	0,0	0,000	0,000	0,000
450	56306,8	0,056	0,056	0,275
420	84876,2	0,085	0,141	0,690
390	287273,0	0,287	0,428	2,094
370	569244,6	0,569	0,998	4,875
350	1819842,3	1,820	2,818	13,767
335	4003278,7	4,003	6,821	33,329
320	5439993,8	5,440	12,261	59,910
310	5187975,2	5,188	17,449	85,261
298	3016432,7	3,016	20,465	100,000
Totale	20465223,29	20,465	-	-

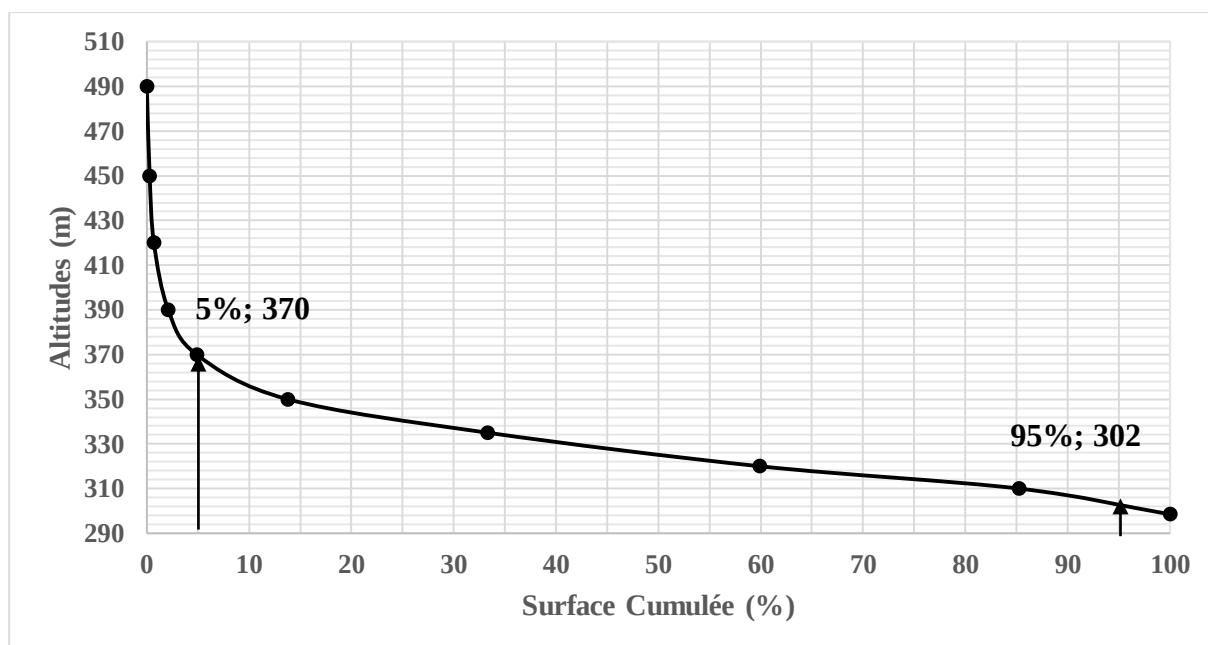


Illustration 5: Courbe hypsométrique

A partir de la courbe hypsométrique, on remarque que moins de 10% du bassin versant se situe au-dessus de la côte 360 m. Les 90% du bassin se situe entre les altitudes 301 m et 360 m. A partir de la courbe hypsométrique, les altitudes caractéristiques ci-dessous sont déterminées.

Altitudes caractéristiques	Valeur (m)
Altitude à 5% de la surface du bassin $H_{(5\%)}$	370
Altitude à 95% de la surface du bassin $H_{(95\%)}$	302
Altitude médiane $H_{(50\%)}$	315
Altitude maximale $H_{\max}$	490
Altitude minimale $H_{\min}$	298,5
Altitude moyenne H_{moy}	330,1

Le calcul de l'indice global de pente donne:

$$I_g = \frac{H_{5\%} - H_{95\%}}{L} \quad \left| \quad I_g = \frac{370 - 302}{8,91} \quad \right| \quad I_g = 7,63 \text{ m/km}$$

La pente transversale (**It**) du bassin a été obtenue par une moyenne des pentes transversales calculées en huit (8) points différents (Tableau ci-dessous).

Détermination de la pente transversale moyenne

Points	1	2	3	4	5	6	7	8	Moyenne
It (m/km)	14	19	37	8	48	61	9	15	26

$$\frac{(I_t - I_g)}{I_t} = \frac{(26 - 7,63)}{26} = 0,71$$

Le calcul du rapport entre (It-Ig) et It donne 0,71 soit plus de 70% qui est largement supérieure à 20%. On calcule alors un indice global de pente corrigé (Igccorr) qui vaut :

$I_{gccorr} = \frac{(n - 1)I_g + I_t}{n}$ Dans notre cas, L = 8,9 km, n = 3, d'où $I_{gccorr} = \frac{(3 - 1) \times 7,63 + 26}{3}$	avec : - n = 2 pour L < 5 km, - n = 3 pour 5 km < L < 25 km, - n = 4 pour 25 km < L < 50 km - n = 6 pour L > 50 km $I_{gccorr} = 13,75 \text{ m/km}$
--	--

Densité de drainage Dd

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau dans le bassin versant et de la superficie de celui-ci. La longueur totale des cours d'eau est déterminée par le logiciel ArcGIS et vaut **33,58 km**.

$$D_d = \frac{\sum l_i}{S} \quad \left| \quad D_d = \frac{33,58}{20,47} \quad \right| \quad D_d = 1,64 \text{ km/km}^2$$

Dénivelé spécifique D_s

C'est le produit de l'indice global des pentes I_g par la racine carrée de la superficie S du bassin versant.

$D_s = I_{gcorr} \times \sqrt{S}$	$D_s = 13,75 \times \sqrt{20,47}$	$D_s = 62,21 \text{ m}$
-----------------------------------	-----------------------------------	-------------------------

Cette valeur est comprise entre 50 et 100 m et d'après la classification des reliefs en fonction de la dénivelée spécifique selon l'ORSTOM, le relief du bassin versant est modéré.

Classe d'infiltrabilité du bassin versant

Le substratum du bassin est composée de roche imperméable d'une part (Granite, Argile,) et perméables d'autre part (Sable), Ce contexte géologique montre que le bassin est sur une assise relativement imperméable et par conséquent, il est de la classe d'infiltrabilité RI.

En combinant la classe de relief du bassin (R3) et sa classe d'infiltrabilité (RI), on peut conclure que le bassin versant du barrage de Boussouma est de **type R3RI**.

🔧 Prédétermination de la crue de projet

Détermination du coefficient d'abattement A

$$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times \overline{P_{an}}}{1000} \times \text{Log} S \right] = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 \times 652,5}{1000} \times \text{Log} 20,47 \right] \quad A = 0,825$$

Détermination du coefficient de ruissellement de la crue décennale

- Méthode ORSTOM

Pour une précipitation décennale ponctuelle P_{10} différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissellement K_{r10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de K_{r70} et K_{r100} . Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide des courbes empiriques ou à partir des formules analytiques définies comme suite [5, p. 45].

$K_{r70} \text{ ou } K_{r100} = \frac{a}{S + b} + c$	En régime sahélier et pour un bassin versant dont la superficie est supérieure à 10 km ² .
--	---

Pour une classe d'infiltrabilité P3 (RI) et un indice global de pente compris entre 7 et 15, les variables a , b et c nécessaire à la détermination des coefficients de ruissellement (K_{r70} et K_{r100}) ainsi que les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

Calcul de K_{r10} avec la méthode ORSTOM

Kr	Ig	a	b	c	K_r (%)	K_{r10} (%)
K_{r70}	7	239	17,7	14,5	20,76	26,82
	13,75	-	-	-	24,29	
	15	329	18,5	16,5	24,94	
K_{r100}	7	300	20	15	22,41	
	13,75	-	-	-	26,94	
	15	421	20,5	17,5	27,78	

Nous obtenons ainsi un coefficient de ruissellement de la crue décennale de $K_{r10}=26,8\%$.

- Méthode CIEH

Cette méthode repose sur l'utilisation des résultats des régressions obtenues sur la base du substrat géologique et de la précipitation annuelle. La géologie du bassin est hétérogène (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) et est constituée en grande partie de granite (50%) et d'argile (35%).

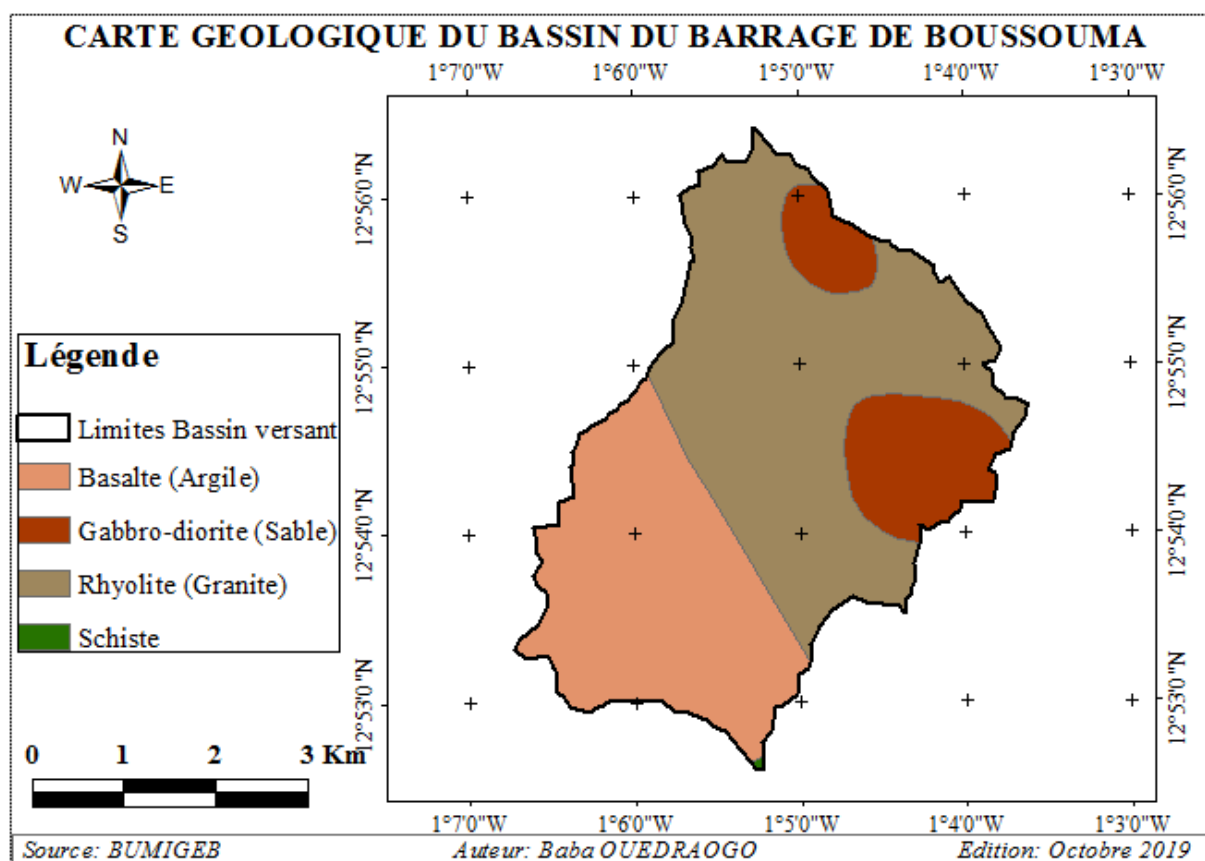


Illustration 6: Carte géologique du bassin versant du barrage de Boussouma

Les résultats obtenus de l'application de la méthode CIEH sont dans le tableau ci-dessous.

Catégorie	Superficie(Km ²)	Proportion a(%)	Kr (%)	Kr*a (%)
Granite	10,34	50,5	30,22	15,26
Argiles	7,13	34,7	43,12	14,98
Shist	0,01	0,1	32,75	0,02
Sables	3,01	14,7	13,28	1,95
Bassin Versant	20,47	100,0	-	32,21

Le coefficient de ruissèlement décennal avec cette méthode est de **32,21%**.

Compte tenu des incertitudes sur les deux méthodes, la moyenne des deux valeurs obtenues sera considérée soit $K_{r10}=29,52\%$. Suivant les dispositions de la check-list (3a4a), le K_{r10} sera majoré de 40% (Zone de culture sur 48% de la superficie du bassin). On obtient ainsi $K_{r10}=41,3\%$ et nous retenons **41,0%** pour la suite.

Détermination du temps de base T_{b10} .

Le temps de base T_{b10} est déterminé en utilisant les relations proposées dans le tableau ci-dessous. Pour déterminer la valeur de T_{b10} , nous allons d'abord procéder par interpolation logarithmiques sur les superficies encadrant la superficie de notre bassin entre les temps de base correspondant puis par interpolation linéaire sur les valeurs de l'indice de pente (10 et 15) encadrant l'indice de pente du bassin versant (Tableau ci-dessous).

Ig (m/km)	S (Km ²)	T_{b10} (mn)	Ig (m/km)	T_{b10} (mn)
10	20,47	313,0	10	313
15	10	179,50	13,75	234
	20,47	207,56	15	207,6
	45	238,44		

Détermination du temps de montée T_{m10} .

Il est déterminé en utilisant suivant la même procédure que le temps de base sur les valeurs de l'indice de pente (7 et 15) encadrant l'indice de pente du bassin (Tableau ci-dessous).

Ig (m/km)	S (Km ²)	T_{b10} (mn)	Ig (m/km)	T_{b10} (mn)
7	20,47	115,05	7	115,1
15	10	56,00	13,75	68,53
	20,47	59,94	15	59,9
	45	64,27		

Détermination de la crue décennale par la méthode ORSTOM

$$Q_{10} = m * Q_{r10} ; \text{ avec}$$

- m : coefficient de majoration qui est fonction de classe d'infiltrabilité du bassin et de la zone climatique
- Q_{r10} : le débit de ruissellement décennal.

En zone sahélienne, la valeur de m est 1,03 pour un bassin de classe d'infiltrabilité I et 1,06 pour la classe d'infiltrabilité P. Notre bassin est de classe d'infiltrabilité RI et nous prenons une valeur moyenne qui est de 1,045.

Le calcul du débit de ruissellement décennal et le débit décennal donne :

$Q_{r10} = 0,825 * 93,02 * 0,41 * 2,6 * \frac{20,47 * 1000}{234 * 60}$	$Q_{r10} [m^3/s] = 119,29$
$Q_{10} = 1,045 * 126,46$	$Q_{10} [m^3/s] = 124,65$

Le bassin versant étant relativement allongé ($I_c = 1,42 > 1,3$) et conformément à la disposition 3a1e de la check-list, le débit décennal obtenue avec cette méthode sera réduit de 30% environ. On obtient ainsi $Q_{10} [m^3/s] = 124,65 * 0,7 = 87,26$

Détermination de la crue décennale par la méthode CIEH

C'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. Les données nécessaires à l'application de la méthode sont:

- ✓ la surface du bassin versant : S [Km²]=20,47
- ✓ la pluie annuelle moyenne : Pan [mm]=652,5
- ✓ l'indice global de pente: Ig [m/km]=13,75
- ✓ le coefficient de ruissellement décennal : Kr [%]=41

Les résultats de calcul se présentent comme suit.

Équation			Paramètres				Résultats
N°	n.	r²	a	b	c	d	$Q_{10} (m^3/s)$
12	176	0,795	0,095	0,643	0,406	1,038	90,56
41	137	0,688	0,407	0,532	0,000	0,941	66,79
42	133	0,755	0,0912	0,643	0,399	1,019	79,55
Débit décennal retenu=Valeur Maximal de $Q_{10} (m^3/s)$							90,56

Les résultats obtenus avec les deux méthodes sont de 87,26 m³/s pour la méthode ORSTOM contre 90,56 m³/s pour la méthode CIEH soit une moyenne de 88,91 m³/s. Pour la suite du processus, le débit décennal retenu est **$Q_{10}[m^3/s] = 90$** .

Détermination de la crue du projet

La crue du projet correspond à la crue centennale et est donnée par la relation suivante :

$$C = 1 + \frac{133,3 - 93,0}{93,0} \times \frac{\left(\frac{234}{60 * 24}\right)^{0,12}}{0,41} = 1,85 \quad C = 1,85$$

$$Q_{100}[m^3/s] = C * Q_{10}[m^3/s] = 1,85 * 90 = 166,43 \quad Q_{100}[m^3/s] = 166,00$$

Pour notre projet nous retiendrons comme débit du projet, la valeur du débit de la crue centennale, soit **$Q_p = 166,00 \text{ m}^3/\text{s}$** .

Hydrogramme de crue

- Détermination du débit de rupture de pente (Q_r)

$$\frac{Q_r}{Q_{max}} = \frac{2}{\alpha_{10}} * \frac{T_{b10} - \alpha_{10} * T_{m10}}{T_{b10} - 2 * T_{m10}} \quad \frac{Q_r}{186} = \frac{2}{2,6} * \frac{234 - 2,6 * 68,5}{234 - 2 * 68,5} = 0,4425$$

$$Q_r[m^3/s] = 0,4425 * 166 = 73,46$$

- Données pour le tracé de l'hydrogramme de crue

Q (m ³ /s)	0,0	166,0	73,5	0,0
Temps (min)	0,00	68,5	106,7	233,9

✚ Calcul de la crue de rupture de la digue

$$Q_{rup} = 2 * l(R_t + 0,2)^{1,5} + 0,15 * L \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} \checkmark \quad l=70 \text{ m} \\ \checkmark \quad L=900 \text{ m} \\ \checkmark \quad R_t=1,65 \text{ m} \end{array}$$

$$Q_{rup} = 2 * 70(1,65 + 0,2)^{1,5} + 0,15 * 900 = 487,28 \quad Q_{rup}[m^3/s] = 487,3$$

Le débit de rupture vaut 2,93 fois le débit du projet.

 Etude de la cuvette

Evaluation des besoins agricoles

Evaluation des besoins en eau par culture

Mois		Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
Nombre de jours		31	31	28	31	30
Pluie mensuelle (mm)		0,02	0,00	0,00	0,64	9,27
Pluie efficace (mm)		0,02	0,00	0,00	0,64	9,27
ET ₀ journalière (mm/j)		5,22	5,77	6,38	7,12	7,38
ET ₀ mensuelle (mm)		161,82	178,87	178,64	220,72	221,40
Maïs	Kc	0,54	0,88	1,15	0,77	0,70
	ETM mensuelle (mm)	87,70	157,23	205,44	170,52	51,66
	Besoins net (BN) mensuels (mm)	87,68	157,23	205,44	169,89	48,57
Oignon	Kc	0,63	0,95	1,05	0,99	0,85
	ETM mensuelle (mm)	101,79	170,50	187,57	217,52	188,19
	Besoins net mensuels (mm)	101,77	170,50	187,57	216,88	178,92
Aubergine	Kc	0,46	0,75	1,04	1,08	0,80
	ETM mensuelle (mm)	74,39	134,15	185,02	238,88	118,08
	Besoins net mensuels (mm)	74,37	134,15	185,02	238,24	111,90
Gombo	Kc	0,76	1,02	0,91	0,94	0,95
	ETM mensuelle (mm)	122,71	182,16	162,56	206,84	105,17
	Besoins net mensuels (mm)	122,70	182,16	162,56	206,20	100,53
Synthèse	Besoins net max mensuels (mm)	122,70	182,16	205,44	238,24	178,92

La synthèse des besoins eau pour l'agriculture est consignée dans le tableau suivant.

Désignation	D	J	F	M	A	Total
BN (mm)	122,7	182,2	205,4	238,2	178,92	927,5
Efficienc	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,6
BB (mm)	204	304	342	397	298	1545,8
BB (m³/ha)	2 045	3 036	3 424	3 971	2 982	15457,6

Besoins en eau pastorale

Cheptel	Effectif	Consommation		
		(l/jr/tête)	(l/jr)	(m³/jr)
Gros bétail	1250	40	50 000	50
Petits bétail	5300	15	79 500	79,5
Total	-	-	129 500	129,5
Forfait pour le cheptel en transit (15%)			20 550	20,55
Total besoins pastoraux			148 925	149

Besoins humains

La population des villages environnants le barrage est évalué à 10 018 habitants selon les résultats de l'étude socioéconomique. Le taux d'accroissement dans la commune est de 2,25%. La projection de la population concernée l'horizon du projet (2050) donne 26 668 habitants. Avec l'hypothèse de 30l/habitant comme besoins journaliers, la consommation totale est évaluée à 800 m³/jour soit 144 800 m³ entre novembre et avril.

Evaluation des pertes par évaporation infiltration

MOIS	Jours	Evap.bac A		Evlac		Infiltration		Perte /Moi
		mm/moi	mm/j	mm/moi	mm/j	mm/j	mm/moi	mm
Octobre	31	219	7,1	5,4	167,4	1,5	46,5	213,9
Novembre	30	235	7,8	5,7	172,4	1,5	45,0	217,4
Décembre	31	240	7,7	5,7	176,8	1,5	46,5	223,3
Janvier	31	258	8,3	6,0	184,7	1,5	46,5	231,2
Février	28	277	9,9	6,6	185,1	1,5	42,0	227,1
Mars	31	338	10,9	7,0	217,3	1,5	46,5	263,8
Avril	30	327	10,9	7,0	210,3	1,5	45,0	255,3
Mai	31	315	10,2	6,7	208,3	1,5	46,5	254,8
Juin	30	254	8,5	6,0	180,6	1,5	45,0	225,6

Evaluation des pertes dues aux dépôts solides

Auteur	Formule	D	V (m³/an)
GRISILLON	$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2}$	288	5898
GOTTSCHALK	$D = 260 * S^{-0,1}$	192	3934
KARAMBIRI	$D = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]$	160	3276
✓ P = 652,5 mm, S =20,47 km² ; ✓ h : 0,55 (Bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci ; ✓ r : 0,25 (Relief peu accidenté, accusé).			

Pour l'évaluation de l'envasement à l'horizon du projet, nous retenons la valeur moyenne des résultats obtenus avec les formules de KARAMBIRI et de GOTTSCHALK qui sont relativement proches. Le volume moyen de sédiment par années est donc de 3 600 m³ soit environ **110 000 m³ de sédiment à l'horizon des 30 ans (horizon 2050).**

Evaluation des apports liquides

- Application de la formule de COUTAGNE

Désignation	Applications numériques	Résultat
λ	$1/(0,8 + 0,14 * 28,4)$	0,21
$[1/8\lambda; 1/2\lambda]$	$[1/(8 * 0,21); 1/(2 * 0,21)]$	[0,6; 2,42]
$P(m)$	$P(mm)/1000 = 652,5/1000$	0,6525
Déficit d'écoulement D (m)	$0,6525 - 0,21 * 0,6525^2$	0,5646
Lame écoulée Le (mm)	$P - D = 652,5 - 564,6$	87,9

Avec cette méthode, on obtient une lame ruisselée de 87,9 mm pour la pluviométrie moyenne de 652,5 mm soit un coefficient de ruissellement moyen $K_e=13,5\%$. Le calcul des coefficients de ruissellement en année quinquennale sèche (K_{e5}) et décennale sèche (K_{e10}) donne respectivement 9,4% et 6,7%. Ces derniers rapportés aux quantiles pluviométriques puis à la superficie du bassin donne les apports liquides.

- Application de la méthode de Rodier

Au regard du substratum rocheux de notre bassin versant, le bassin type lui correspondant est celui de *de type Gagara-ouest* (sols sablo-argileux sur granites). Le graphique ci-dessous (Illustration 7) donne pour des hauteurs pluviométriques annuelles de fréquence médiane variant entre 300 et 750 mm, les courbes de distribution statistique des lames écoulées annuelles. A partir de ces courbes nous estimons, les lames écoulées de fréquence médiane, quinquennale sèche et décennale sèche correspondant respectivement à $P_{med} = 750$ mm et $P_{med} = 300$ mm. Les résultats du calcul de la lame écoulée (Le) sont le tableau ci-après.

Fréquences	Le_{300} (mm)	Le_{750} (mm)	$\log (Le_{652,5})$	$Le_{652,5}$ (mm)	$K_e(\%)$
Médiane (0,5)	36	135	2,0060	101,4	15,5
Quinquennale (0,8)	16	75	1,7297	53,7	10,0
Décennale (0,9)	10	60	1,6096	40,7	8,5

Les apports en année normale, quinquennale sèche ou décennale sèche seront calculés en multipliant les lames d'eau écoulée (Le) ainsi obtenue à la superficie de notre bassin.

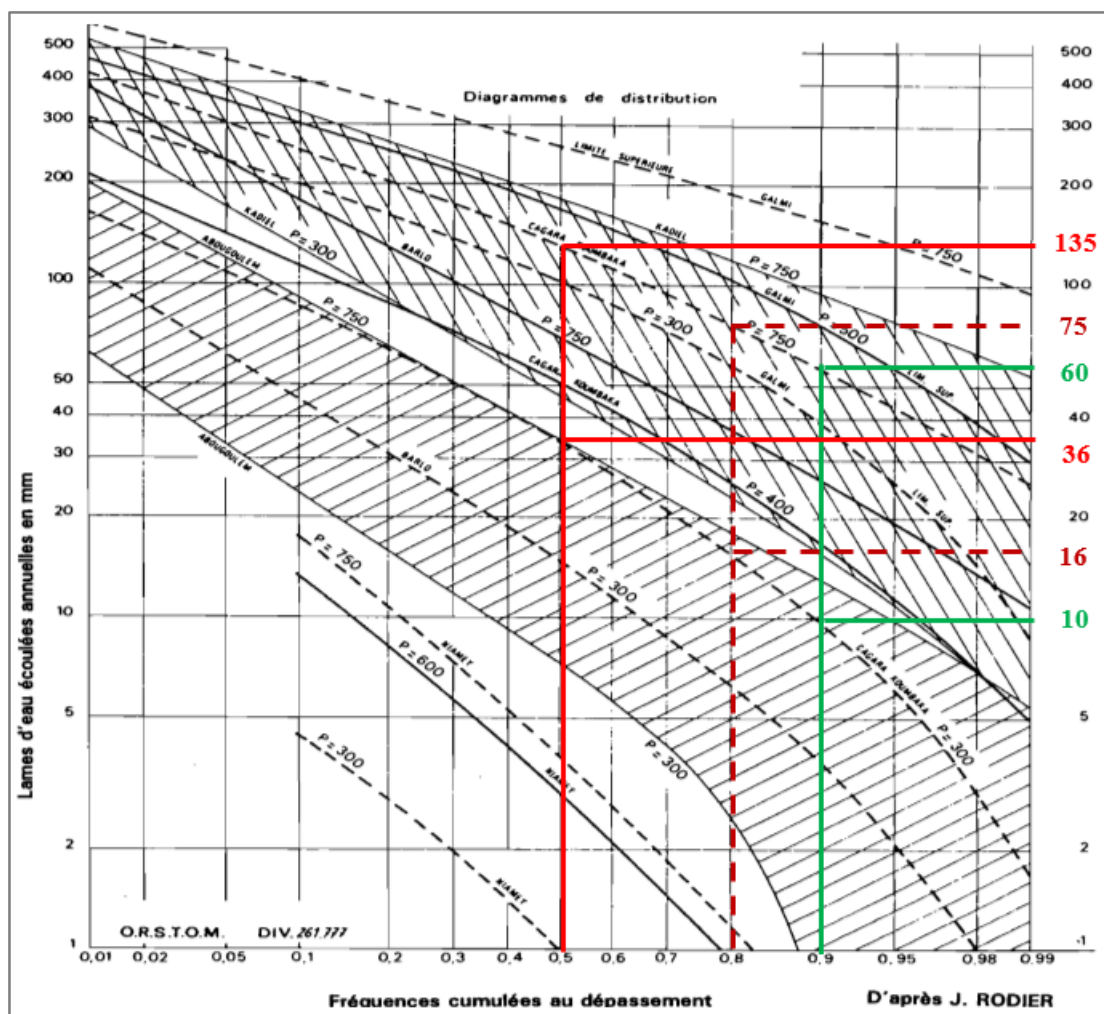


Illustration 7: Détermination des lames écoulées

- Synthèse de l'évaluation des apports liquides

Désignation		Annuelle	Quinquennale sèche	Décennale sèche
Paramètres du BV	Pluie (mm)	652,5	538,6	478,9
	Superficie bassin (km ²)	20,47	20,47	20,47
Méthode de Coutagne	Déficit d'écoulement D (mm)	564,6	487,8	446,6
	Lame écoulée Le (mm)	87,9	50,8	32,3
	Coef. d'écoulement Ke (%)	13,5	9,4	6,7
	Apports liquides (m ³)	1 799 266	1 039 631	660 282
Méthode de Rodier	Lame écoulée Le (mm)	101,4	53,7	40,7
	Coef. d'écoulement Ke (%)	15,5	10,0	8,5
	Apports liquides (m ³)	2 074 803	1 098 265	832 853
Moyenne	Coef. d'écoulement Ke (%)	14,5	9,7	7,6
	Apports moyen (m ³)	1 937 034	1 068 948	746 568

Simulation de l'exploitation de la retenue

Désignation		Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Total	
Début	Côte (m)	302,75	302,48	302, 15	301,78	301,34	300,72	-	
	Volume (m³)	818 886,31	676 923,50	540 097,52	399 187,08	278 157,87	149 940,56	-	
Pertes	Hauteur (mm)	217,40	223,30	231,20	227,10	263,80	255,30	1 418,18	
	Volume (m³)	113 459,81	98 805,20	103 249,61	71 827,37	64 954,99	36 802,25	424 473,39	52%
Consommations	Hauteur (mm)	52,60	106,70	138,80	212,90	356,20	354,70	1 221,82	
	Volume (m³)	28 503,00	49 902,48	59 812,92	60 842,13	69 159,44	58 323,75	326 543,72	40%
Fin	Volume (m³)	676 923,50	540 097,52	399 187,08	278 157,87	149 940,56	67 869,20	67 869,20	8%
	Côte (m)	302,48	302,15	301, 78	301,34	300,72	300,11	-	
Avec un aménagement de 10h, on se retrouve en fin de cycle avec un volume de 67 870 m³ d’eau dans le barrage correspondant à la côte 300,1 soit 15 cm en dessous du niveau de l’envasement (110 000 m³). Le déficit est de 42 200 m³. Le volume restant dans la cuvette équivaut au volume des sédiments après 18 années (2038). Pour permettre l’exploitation des 10ha après cette période, des mesures d’atténuation de l’envasement sont proposées afin que la prise ne soit sous la boue. Ainsi, on note que les consommations sont de 40% du volume d’eau mobilisé. Les 60% sont perdus par infiltration et évaporation (52%) et dépôts solide (8%).									

Annexe IV: Etude de la digue

Calcul de la hauteur de la digue du barrage

La hauteur de la digue (H_b) est déterminée en majorant la hauteur au plan d'eau normale (PEN) de la retenue (H_n) avec la charge au-dessus du déversoir ($h=0,8$) et la revanche libre (R). La hauteur au PEN est la différence entre la côte de la crête du déversoir et celle du fond de la cuvette.

Hauteur du barrage : $H_b = H_n + h + R$

Hauteur au plan d'eau normale : $H_n = \text{côte déversoir} - \text{côte fond}$

$$H_n = 302,85 - 298,5 = 4,25 \text{ m}$$

La revanche libre (R) est une tranche comprise entre le PHE et la Crête du barrage. Le calcul de la revanche tient compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage. La hauteur des vagues provoquées par les vents dans la retenue dépend de la vitesse du vent, de la durée du vent, du fetch (longueur du plan d'eau exposée au vent), de la profondeur de l'eau et de la largeur du plan d'eau .

Hauteur des vagues

La hauteur des vagues peut être calculée selon des formules empiriques ci-dessous

Auteurs	Formules / application	Résultat
Mallet et Pacquant.	$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f}$ $h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{1,7}$	$f = 1,7 \text{ km}$ $h_v = 0,91 \text{ m}$
STEVENSON	$h_v = \begin{cases} 0,75 + 0,34 \sqrt{f} - 0,36 \sqrt[4]{f}, & \text{si } f < 18 \text{ km} \\ 0,34 \sqrt{f}, & \text{si } f \geq 18 \text{ km} \end{cases}$ $h_v = 0,75 + 0,34 \sqrt{1,7} - 0,36 \sqrt[4]{1,7}$	$h = 0,8 \text{ m}$

Pour la suite, nous retenons la hauteur moyenne des deux résultats précédents soit **$h_v = 0,9 \text{ m}$** .

Vitesse des vagues

La vitesse de propagation des vagues de hauteurs comprises entre 0,5 et 2 m est donnée par:

$$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h_v \leftrightarrow v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * 0,9 \quad v_v = 2,1 \text{ m/s}$$

Revanche libre

Elle est calculée selon la relation dite simplifiée :

$R[m] = A \left(h_v + \frac{v}{2g} \right)$	✓ h_v = hauteur des vagues [m] ;
$R[m] = 0,75 \left(0,9 + \frac{2,1}{2 * 9,81} \right)$	✓ v = vitesse de propagation des vagues [m/s] ;
$R[m] = 0,8$	avec ✓ g = accélération de la pesanteur [m/s ²] ;
	✓ A = coefficient de sécurité ($A = 0,75$) ;
	✓ R : la revanche libre.

La revanche libre ainsi calculée est de 0,8 m et pour la suite elle sera prise égale à 0,85 m.

Hauteur du barrage

$$H_b[m] = 4,25 + 0,8 + 0,85 = 5,90.$$

La largeur en crête de la digue

Le calcul de la largeur en crête du barrage se présente comme suit.

Hauteurs	Formules	Application	Valeur l_c (m)
KNAPPEN	$1,65\sqrt{H_b}$	$1,65\sqrt{5,9}$	4,01
PREECE	$1,1\sqrt{H_b} + 1$	$1,1\sqrt{5,9} + 1$	3,67
Autre formule	$3,6\sqrt[3]{H_b} - 3$	$3,6\sqrt[3]{5,9} - 3$	3,51
Retenue	-	-	4,00

Une largeur en crête $l_c = 4 \text{ m}$ sera retenue.

Stabilité des pentes

La digue est constituée de matériaux argileux. Avec ces matériaux, une pente de 1V/2H est retenue et la stabilité des talus ont été à partir du logiciel Géoslop.

Calcul de la largeur en base de la digue

$$L_b = L_c + 2 * x \text{ avec } x = 2H_b \rightarrow L_b = L_c + 4H_b$$

$$AN : L_b = 4 + 4 * 5,9 \rightarrow L_b[m] = 27,6$$

Protection des talus

Les talus amont et aval seront protégés par des moellons latéritiques cimentés.

✓ Calcul de l'épaisseur de la couche de protection

Elle est donnée par la relation $e = 1.5 \times D_{50}$ avec $D_{50} = f(h_v)$

Le tableau suivant donne les valeurs de D_{50} en fonction de la hauteur des vagues h_v calculée plus haut.

Hauteur des vagues h_v (m)	D_{50} (m)
[0 ; 0,3]	0,20
[0,3; 0,6]	0,25
[0,6 ; 1,2]	0,30
[1,2 ; 1,8]	0,40
[1,8 ; 2,4]	0,45

La hauteur des vagues $h_v = 0,9$ m est comprise dans l'intervalle [0,6; 1,2] donc $D_{50} = 0,30$ m.

On calcul ainsi l'épaisseur des enrochements qui vaut $e = 1,5 \times 0,30 = 0,45$ m .

$$e[m] = 0,45$$

✚ Synthèse des éléments de conception de la nouvelle digue

Désignation		Valeurs
Largeur en crête de la digue l_c [m]		4
Pente talus amont		1V /2 H
Pente talus aval		1V /2 H
Hauteur de la digue H_b [m]		5,90
Angle au pied des talus α [°]		26,58
Largeur en base de la fondation L_b [m]		27,60
Epaisseur de protection des talus	Couche d'enrochement [m]	0,45
	Couche de pose [m]	0,10

Vérification de la stabilité des talus avec Géoslop

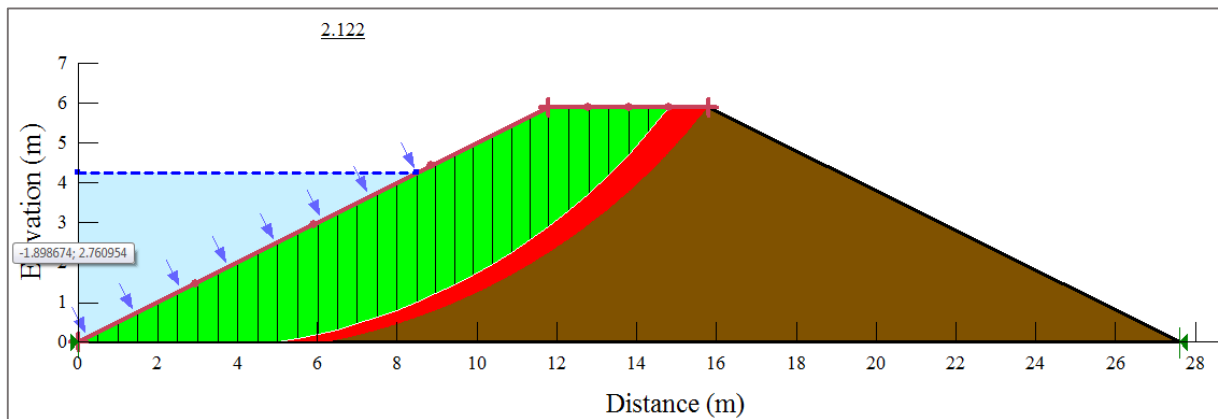


Illustration 8: Facteur de sécurité de Bishop pour le talus amont

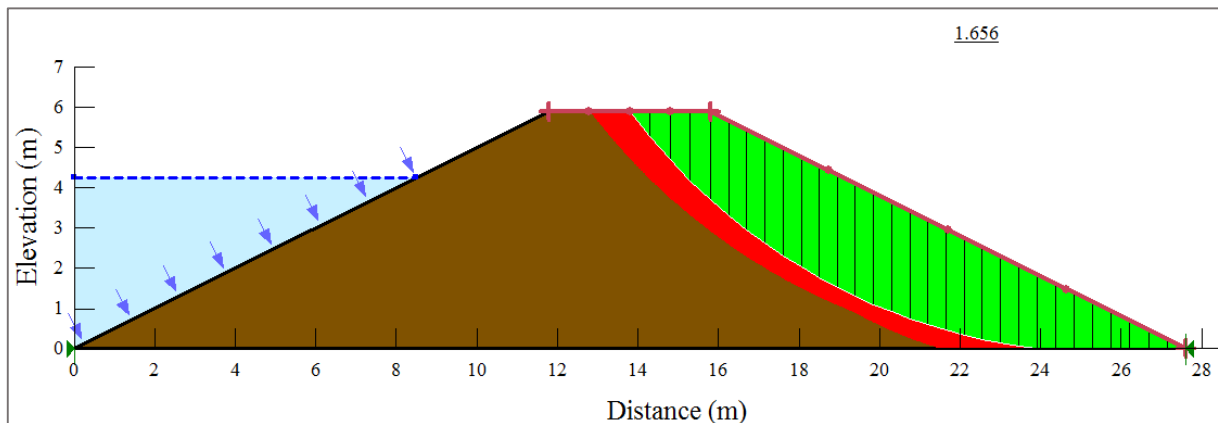


Illustration 9: Facteur de sécurité de Bishop pour le talus aval

✚ Evaluation du poids des enrochements

Pour évaluer le poids des moellons en fonction de sa densité et de sa masse volumique on utilise la formule de Hudson :

$$P = \frac{\rho h v^3}{[K_p \cotang(\alpha)][d - 1]^3}$$

avec

$$P = \frac{2500 \times 0,9^3}{[5 \times \cotang(26,57)][2,5 - 1]^3}$$

$P = 54 \text{ kg/ml}$

- ✓ $K_p = 5$
- ✓ $\alpha = 26,6^\circ$ et
- ✓ $h_v = 0,9 \text{ m}$
- ✓ $\rho = 2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$
- ✓ $d = 2,5$

✚ Infiltration à travers la digue

Les paramètres à déterminer sont représentés par le graphique ci-dessous (Illustration 10).

Calcul du débit de fuite

L'application de la loi de Darcy : $q = k \cdot i \cdot S$ avec $i = dy/dx$ et $S = 1m^2$, conduit à une équation de la forme $y^2 - y_0^2 - 2qx/k = 0$. Cette dernière ramenée à l'équation de la parabole de Kozeny, on déduit que $y_0 = \frac{q}{k}$ soit :

$q = k \cdot y_0 = 0,78 \cdot 10^{-8}$	avec	✓ q : le débit de fuite ($m^2/s/ml$)
$q = 7,8 \cdot 10^{-9} [m^2/s/ml]$		✓ $k = 10^{-8} m/s$: perméabilité du remblai
		✓ y_0 : la hauteur du drain filtrant

Calcul de l'épaisseur du drain

L'épaisseur du drain se calcul par la formule suivante :

$e = 2 \sqrt{\frac{q \cdot L_d}{K_d}}$	avec	✓ K_d : la perméabilité du drain (sable grossier) $K_d = 10^{-5} m/s$
$e = 2 \sqrt{\frac{7,8 \cdot 10^{-9} \cdot 6,90}{10^{-5}}} = 0,15$		✓ L_d : la longueur du drain
$e [m] = 0,20$		✓ q : le débit de fuite
		✓ e : l'épaisseur du drain

Tableau récapitulatif des paramètres de l'infiltration à travers la digue.

Paramètres	Symbole/Formules	Valeur
Largeur de base [m]		27,60
Hauteur au PEN H_n [m]	$H_n = \text{Cote PEN} - \text{cote de fond}$	4,25
Longueur du drain [m]	$L_d = 0,25L_b$	6,90
Paramètre b [m]	$b = H_n/m$	8,50
Paramètre d [m]	$d = L_b - L_d - 0,7b$	14,75
Hauteur du drain y_0 [m]	$y_0 = (H_n^2 + d^2)^{0,5} - d$	0,78
Débit de fuite q [$m^3/s/ml$]	$q = k_r \cdot y$ avec $k_r = 10^{-8} m/s$	7,77E-09
Epaisseur du drain [m]	$e = 2 \cdot (q \cdot l/k_d)^{0,5}; k_d = 10^{-5} m/s$	0,20

Protection crête de la digue

La crête de la digue sera protégée par un revêtement latéritique d'épaisseur 20 cm et des murets parapets de 0,5m*0,5m.

Annexe V: Calcul du déversoir

✚ Calcul de l'effet de laminage par la méthode x_0

Données de calcul :

- ✓ la charge sur le seuil déversant $h[m] = 0,8$
- ✓ la largeur en crête du seuil $b_1[m] = 1$
- ✓ le coefficient de débit $m = f(h/b_1) = 0,39$ (Illustration 11)
- ✓ l'accélération de la pesanteur $g[m/s^2] = 9,81$

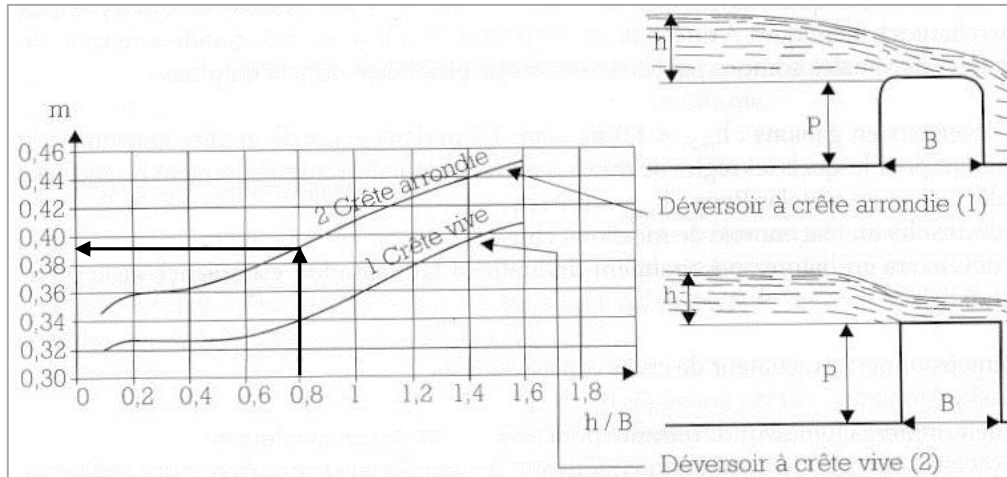


Illustration 11: Détermination du coefficient de débit sur seuil

Calcul de la longueur du seuil sans l'effet de laminage

$$L = \frac{Q_{c \max}}{m \sqrt{2 * g * h^{1,5}}} = \frac{166}{0,39 * \sqrt{2 * 9,81 * 0,8^{1,5}}} = 134,29 \text{ m}$$

Calcul du coefficient « x_0 ».

$$x_{01} = \frac{m^2 * g * L^2 * Q_{c \max} * t_m^3}{S^3} \text{ avec } S = 546700,5 \text{ m}^2 \text{ et } L_1 = 134,67 \text{ m}$$

$$X_{01} = \frac{0,39^2 * 9,81 * 134,29^2 * 166 * 4111,99^3}{546700,5^3} = 1,901$$

$$\log_{10}(X_{01}) = \log_{10}(1,916) = 0,279$$

Avec de la valeur du $\log_{10}(X_{01})$, on lit celle de $\beta_1 = 62,2\%$ sur l'abaque (Illustration 12) et on déduit le débit maximal laminé $Q_{emax1} = \beta_1 * Q_{c \max} \rightarrow Q_{emax1} = 0,622 * 166 = 103,236 \text{ m}^3/\text{s}$.

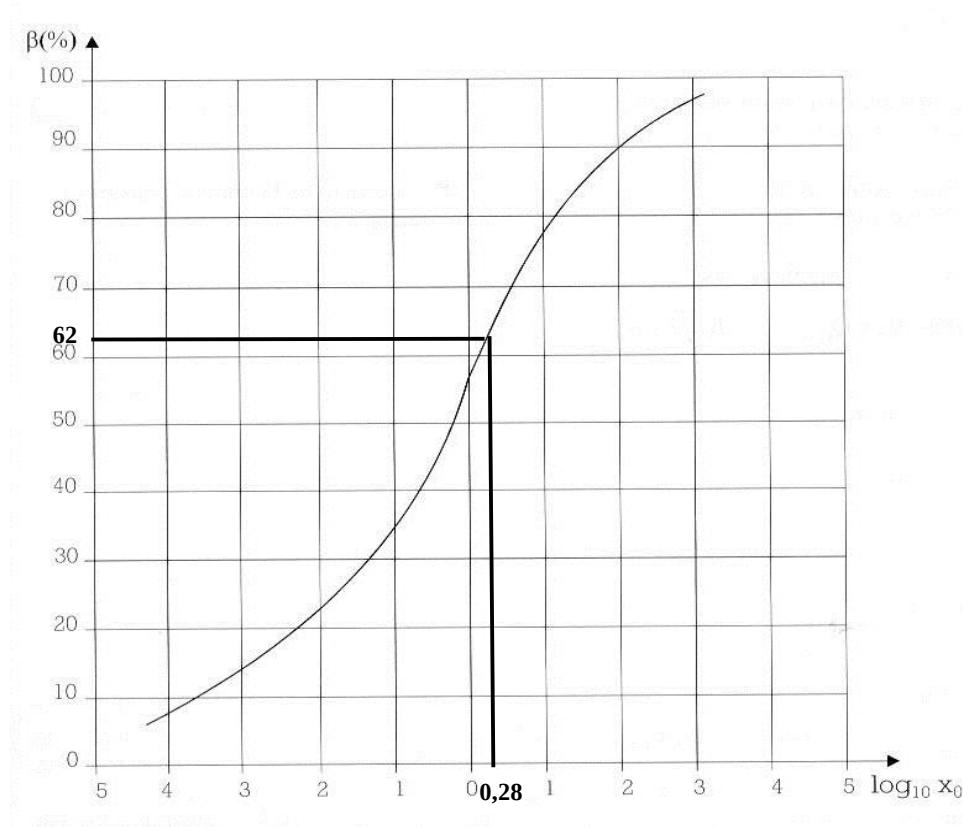


Illustration 12: Abaque de $\beta = f(\log(X_0))$

Par itérations successive, on aboutit aux résultats consignés dans le tableau ci-dessous.

L	X_0	$\text{Log}_{10}(X_0)$	β	$Q_e \text{ (m}^3/\text{s)}$
-	-	-	1,000	166,000
134,00	1,892	0,277	0,621	103,164
83,00	0,726	-0,139	0,526	87,357
71,00	0,531	-0,275	0,496	82,279
67,00	0,473	-0,325	0,484	80,418
65,00	0,445	-0,351	0,479	79,452
64,00	0,432	-0,365	0,476	78,960
64,00	0,432	-0,365	0,476	78,960

On obtient ainsi une longueur de seuil d'environ 64 m avec un débit laminé de 79 m³/s. Pour tenir compte des effets du changement climatique (variation brusque de crue), un déversoir de **70 m** long de sera retenu. Le débit laminé correspondant vaut 86,53 m³/s soit 52,0% de la crue du projet.

✚ Etude de la stabilité du déversoir

La vérification de la stabilité a été faite au PHE sur la base des dimensions hors sol de l'ouvrage (fondation non prise en compte). Les forces agissant sur le déversoir sont représentées par l'Illustration 13.

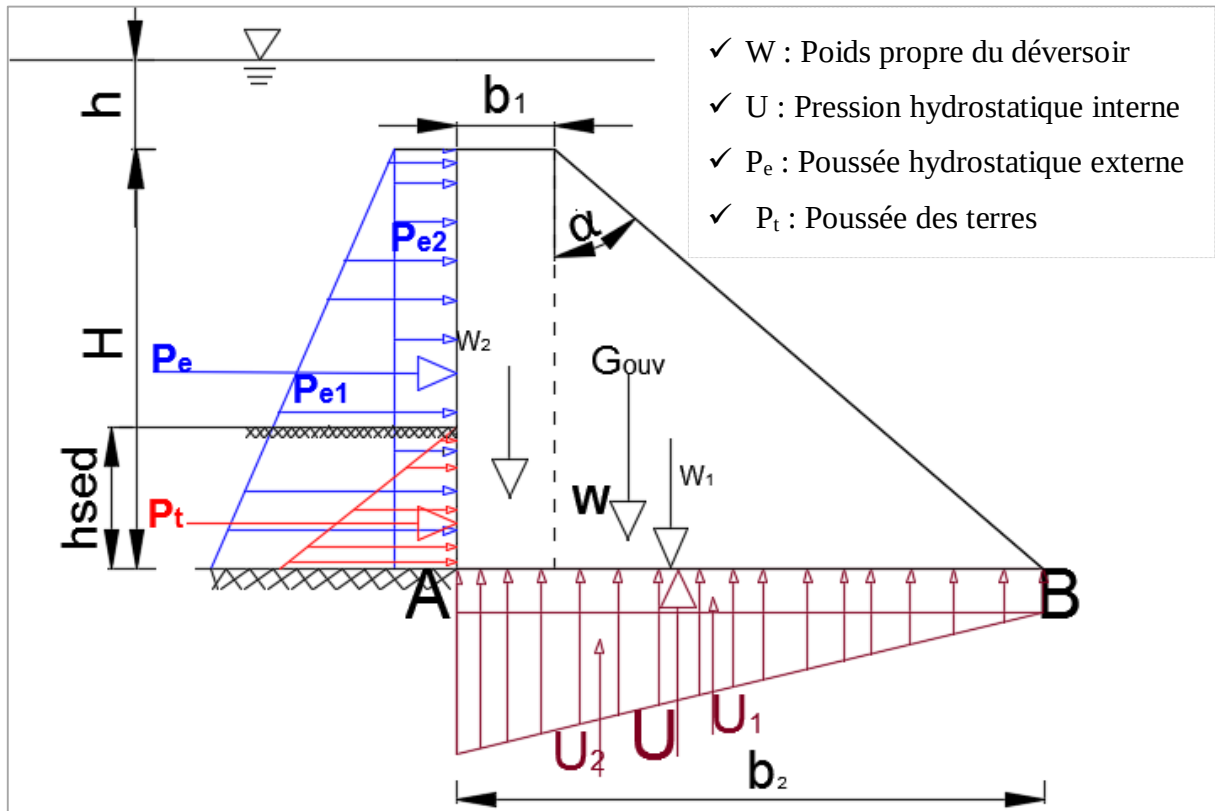


Illustration 13: Aperçus des forces agissantes sur le déversoir

Considération de calcul
✓ b_1 : largeur en crête du seuil (1 m) ✓ Poids volumique de l'eau $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ ✓ Poids volumique du béton $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$ ✓ Poids volumique des terres $\gamma_{sed} = 18 \text{ kN/m}^3$ ✓ φ: Angle de frottement sédiment ($\tan \varphi = 0,65$) ✓ Hauteur du déversoir $H = 4,25 \text{ m}$ ✓ Hauteur des sédiments $h_{sed.} = 1,75 \text{ m}$

Evaluation des forces

Poids propres W

$W = W_1 + W_2$ $W_1 = \gamma_b * S_1$ $W_2 = \gamma_b * S_2$ $\gamma_b = 24 \text{ kN/m}^3$	$S_1 = \frac{H(b_2 - b_1)}{2} ; S_2 = H * b_1 \quad (b_1 = 1)$ $b_2 - b_1 = H \tan \alpha \quad ; \quad b_2 = 1 + H \tan \alpha$ $\Rightarrow S_1 = \frac{H^2 \tan \alpha}{2} ; S_2 = H$
--	--

$$W_1 = 12H^2 \tan \alpha \quad ; \quad W_2 = 24H$$

$$W = 12H^2 \tan \alpha + 24H$$

Pression Hydrostatique externe (P_e)

$$P_e = P_{e1} + P_{e2}$$

$$P_{e1} = \frac{1}{2} \gamma_w * H^2 \quad ; \quad P_{e2} = \gamma_w * H * h$$

$$P_{e1} = 5H^2 \quad ; \quad P_{e2} = 8H \quad ; \quad P_e = 5H^2 + 8H$$

Pression Hydrostatique interne (U)

$U = \frac{U_B + U_A}{2} * b_2$ $U = \left(4 + \frac{4 + 10H}{3} \right) * (1 + H \tan \alpha)$	$U_B = \gamma_w * h = 8 \quad \text{et}$ $U_A = \frac{\gamma_w * (2H + h)}{3} = \frac{8 + 20H}{3}$ $b_2 = 1 + H \tan \alpha$
--	--

$$U = \left(\frac{16H + 10H^2}{3} \right) \tan \alpha + \left(\frac{16 + 10H}{3} \right)$$

Poussée des terres (P_t)

$$P_t = \frac{1}{2} * \gamma_{\text{sed}} * H_{\text{sed}}^2 * \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ avec } Ka = \tan \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,33$$

$$P_t = \frac{1}{2} * 18 * 1,75^2 * 0,33 \Rightarrow P_t = 9,1 \text{ kN}$$

Facteur de sécurité au non glissement,

$$F_g = \frac{\left[12H^2 \tan \alpha + 24H - \left(\frac{16H + 10H^2}{3} \right) \tan \alpha - \left(\frac{16 + 10H}{3} \right) \right] * 0,65}{5H^2 + 8H + 9,1} \geq 1,2$$

$$F_g = \frac{\left[\left(\frac{26}{3}H^2 - \frac{16}{3}H\right)\tan\alpha + \frac{62}{3}H - \frac{16}{3}\right] * 0,65}{5H^2 + 8H + 9,1} \geq 1,2$$

$$(26H^2 - 16H)\tan\alpha \geq 27,69H^2 - 17,69H + 30,40$$

$$\tan\alpha \geq \frac{27,69H^2 - 17,69H + 66,40}{26H^2 - 16H} ; \quad \alpha \geq \tan^{-1} \left[\frac{27,69H^2 - 17,69H + 66,40}{26H^2 - 16H} \right]$$

A.N. :

$$\alpha \geq \tan^{-1} \left[\frac{27,69 * 4,25^2 - 17,69 * 4,25 + 66,40}{26 * 4,25^2 - 16 * 4,25} \right]$$

$$\alpha \geq 50,74^\circ$$

La stabilité au glissement est vérifiée pour $\alpha \geq 50,74^\circ$. Nous considérons pour la suite $\alpha = 60^\circ$ et vérifions si les autres des conditions de stabilité sont assurées.

❖ **Stabilité au renversement**

Détermination du facteur de sécurité au non renversement F_R

$$F_R = \frac{\sum M_{/B}(W - U)}{\sum M_{/B}(P_e + P_t)} \geq 1,5$$

Le moment du poids propres

$$M_{/B}(W) = M_{/B}(W_1) + M_{/B}(W_2)$$

$M_{/B}(W_1) = W_1 * \frac{2}{3} * H \tan(\alpha)$ $M_{/B}(W_1) = 12H^2 \tan(\alpha) * \frac{2}{3} * H \tan(\alpha)$ $M_{/B}(W_1) = 8 * H^3 \tan(\alpha)^2$	$M_{/B}(W_2) = W_2 * (0,5 + H \tan(\alpha))$ $M_{/B}(W_2) = 24H * (0,5 + H \tan(\alpha))$ $M_{/B}(W_2) = 12H + 24H^2 \tan(\alpha)$
---	--

$$M_{/B}(W) = 8 * H^3 * \tan^2(\alpha) + 24 * H^2 * \tan(\alpha) + 12 * H$$

Le moment des sous pressions U

$$M_{/B}(U) = U_1 * d_1 + U_2 * d_2 \text{ avec } d_1 = \frac{b_2}{2} = \frac{1+H \tan \alpha}{2} \text{ et } d_2 = \frac{2}{3} b_2 = \frac{2}{3} (1 + H \tan \alpha)$$

$$U_1 = \gamma_w * h * \frac{1}{2} b_2 ; \quad U_1 = 4 + 4H * \tan \alpha$$

$$U_2 = \left[\left(\frac{1}{3} \gamma_w \times (2H + h) \right) \times \frac{1}{2} b_2 ; \quad U_2 = \left(\frac{10H + 4}{3} \right) + \left(\frac{10H^2 + 4H}{3} \right) \times \tan \alpha$$

Moment de U_1

$$M_B(U_1) = (4 + 4H * \tan\alpha) * (0,5 + 0,5H\tan\alpha)$$

$$M_B(U_1) = 2 + 4H * \tan\alpha + 2H^2\tan\alpha^2$$

Moment de U_2

$$M_B(U_2) = \left[\left(\frac{10H + 4}{3} \right) + \left(\frac{10H^2 + 4H}{3} \right) \times \tan\alpha \right] * \frac{2}{3} (1 + H\tan\alpha)$$

$$M_B(U_2) = \left(\frac{20H^3 + 8H^2}{9} \right) \tan\alpha^2 + \left(\frac{40H^2 + 16H}{9} \right) \tan\alpha + \frac{20H + 8}{9}$$

Le moment de la pression hydrostatique externe (P_e)

$$M/B(P_e) = P_{e1} * \frac{1}{3} * H + P_{e2} * \frac{1}{2} H \quad ; \quad M/B(P_e) = \frac{5}{3} * H^3 + \frac{8}{3} * H^2$$

Le moment des poussées des terres (P_t)

$$M/B(P_t) = P_t * \frac{1}{3} * h_{séd.} \quad ; \quad M/B(P_t) = 3,033 * h_{séd.}$$

❖ Vérification de la non fissuration

La condition de non fissuration est satisfaite si la règle du tiers central est vérifiée

$$|e| \leq \frac{b}{6} \text{ avec } e = x_{Gou} + y_{Gou} * \frac{P_e + P_t}{W - U} - \frac{b_2}{2}$$

$$x_{Gou} = \frac{1 + \frac{H^2}{3} * \tan^2(\alpha) + H * \tan(\alpha)}{2 + H * \tan(\alpha)} \quad ; \quad y_{Gou} = \frac{H_r + \frac{1}{3} * H^3 * \tan(\alpha)}{2 + H * \tan(\alpha)}$$

❖ Vérification de la non rupture

La non rupture est vérifiée si :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,béton} \text{ avec } \sigma_{max} = \left(\frac{W-U}{b} \right) * \left(1 + \frac{6*|e|}{b} \right)$$

$$\sigma_{max} = \left(\frac{318,52}{8,48} \right) * \left(1 + \frac{6 * 1,41}{8,48} \right) = 63,17 \text{ KPa soit } 0,063 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{lim,béton} = 0,3 * f_{c28} \quad ; \quad \sigma_{lim,béton} = 0,3 * 20 = 6 \text{ MPa}$$

Bilan de calcul des forces

Forces		Forces (kN/ml)	Moment kN.m/ml
Poids propre	W	477,42	1894,5
Poussée hydrostatique externe	P _e	124,3	200,2
Poussée hydrostatique interne	U	163,0	862,2
Poussée des terres	P _t	9,1	5,3
Forces verticales	W-U	314,4	-
Forces horizontales	P _e +P _t	133,4	-
Moments stabilisants	M _{/B} (W – U)	-	205,5
Moments renversants	M _{/B} (P _e + P _t)	-	2032,3

Vérification de la stabilité

Désignation	Symbole	référence	calculé	Observation
Facteur de sécurité au renversement	F _R	1,2	1,53	OK
Facteur de sécurité au glissement	F _g	1,5	9,89	OK
Condition de non-fissuration	Règle du tiers central			OK
✓ l'excentricité	e	$ e \leq \frac{b_2}{6}$	0,84	
✓ la largeur en base sur six	b ₂ / 6		1,39	
Condition de non rupture				OK
✓ La contrainte en maximale	σ _{max}	$\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,b}$	60,4 kPa	
✓ La contrainte limite du béton	σ _{lim,b}		6 MPa	

Conclusion sur les études de stabilités

Toutes les conditions de stabilités sont assurées avec un angle de 60°. Avec la prise en compte de la profondeur d'encrage et la cohésion du sol de fondation, cette stabilité sera davantage renforcée.

Annexe VI: Calcul du bassin de dissipation

+ Données de calcul :

- La Hauteur du déversoir : $H_0 = 3,25 \text{ m}$
- Le Débit maximale laminée : $Q_e = 86,53 \text{ m}^3/\text{s}$
- Le Coefficient de rugosité : $K_s = 75 \text{ m}^{1/3}$
- La pesanteur $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
- La largeur du chenal (longueur du déversoir) : $L = 70,0 \text{ m}$
- Hypothèses :
 - ✓ Le Bassin de dissipation sera de forme rectangulaire
 - ✓ La Pente longitudinale du bassin de dissipation vaut : $i = 0,2\%$

+ Calcul du tirant d'eau normal y_n

Le calcul de y_n sera fait en utilisant la méthode de la débitance résolut avec le solveur de Excel.

$\frac{Q_e}{\sqrt{i}} = K_s \cdot \sqrt[3]{\frac{S^5}{P^2}}$	S : la section mouillée du chenal P : le périmètre mouillé du chenal
$S = L \cdot y_n$ et $P = L + 2y_n$	L : largeur du chenal (50 m)
La résolution avec le solveur de Excel, on obtient $y_n = 0,55 \text{ m}$ et nous retenons $y_n = 60 \text{ cm}$	

+ Calcul de l'enfoncement D du bassin de dissipation

A partir des rapports $\frac{y_n}{H_0}$; $\frac{h}{H_0}$, on lit sur l'abaque le ratio $\frac{D}{H_0}$ $\left. \begin{array}{l} \frac{y_n}{H_0} = \frac{0,60}{3,25} = 0,18 \\ \frac{h}{H_0} = \frac{0,8}{3,25} = 0,25 \end{array} \right\} \text{Abaque} \rightarrow$ $\frac{D}{H_0} = 0,27 \rightarrow D = 0,88 \text{ m}$	
--	--

Pour la suite, nous retenons un enfoncement **D = 1,0 m**.

Type de bassin de dissipation et longueur

Calcul de la vitesse V_0 du fluide

$$V_0 = \frac{Q}{L \times h} = \frac{86,53}{70 \times 0,8}$$

$$V_0 = 1,55 \text{ m/s}$$

Calcul de la hauteur de la ligne d'eau (H_e)

$$H_e = h + \frac{V_0^2}{2g} = 0,8 + \frac{1,55^2}{2 \times 9,81}$$

$$H_e = 0,90 \text{ m}$$

Calcul de la hauteur de chute (H)

$$H = H_e + H_0 + D$$

$$H = 0,9 + 3,25 + 1,0$$

$$H = 5,15 \text{ m}$$

Détermination de la vitesse V_1 et du tirant y_1 à l'entrée du bassin

La vitesse V_1 est fonction du tirant d'eau y_1 . Les deux seront déterminés par itérations sur le solveur Excel des deux égalités ci-dessous.

$$V_1 = \sqrt{2g \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y_1 \right]} = \frac{q}{y_1} \Leftrightarrow q^2 = 2gy_1^2 \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - y_1 \right]$$

On aboutit à : $y_1 = 0,13 \text{ m}$ et $V_1 = 9,51 \text{ m/s}$

Détermination du nombre de Froude (Fr)

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{gy_1}} = \frac{9,51}{\sqrt{9,81 \times 0,13}} = 8,42$$

$$Fr = 8,42 > 4,5$$

Le ressaut se produit nettement. La mise en place des blocs et des déflecteurs permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Comme la vitesse V_1 est inférieure à 15 m/s, le **bassin de type II** peut être utilisé.

Détermination du tirant d'eau y_2 à la sortie du ressaut

Il sera déterminé à partir du calcul du ratio : y_2/y_1

$$\frac{y_2}{y_1} = 0,5 \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right) \leftrightarrow y_2 = 0,5y_1 \left(\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right)$$

$$y_2 = 0,5 * 0,13 \left(\sqrt{1 + 8 * 8,42^2} - 1 \right) = 1,48 \text{ m}$$

Le tirant d'eau retenu est : $y_2 = 1,5 \text{ m}$

Caractéristiques du bassin de dissipation

Détermination de la longueur L_b du bassin de dissipation

En fonction du nombre de Froude (8,4), la lecture sur l'abaque ci-dessous donne

$$\frac{L_b}{y_2} = 2,64 \rightarrow L_b = 2,64 * 1,5 = 4,0 \text{ m.}$$

La longueur du bassin de dissipation : $L_b = 4,0 \text{ m.}$

Type de bassin de dissipation	Longueur du bassin de dissipation			
Type II	Fr	y_2	L_b/y_2	L_b
Dimensions	8,4	1,5	2,65	4,0

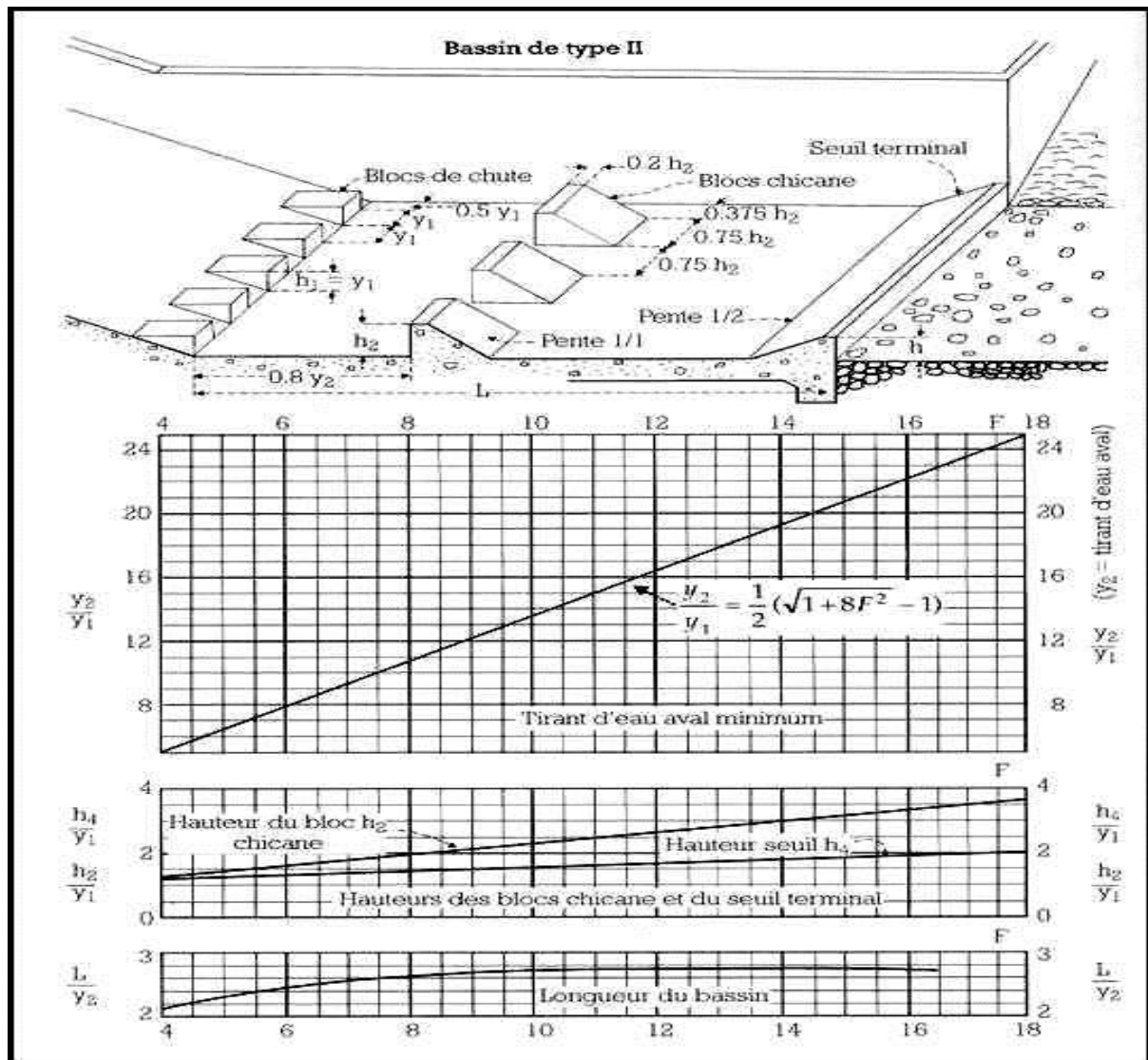
Les dimensions des blocs de chutes, des blocs chicane ainsi que du seuil terminal ont été déterminées suivant les indications de l'abaque annoncé précédemment.

Les blocs de chute						
La hauteur h ₁ (m)			La largeur à la base b ₁ (m)		espacement e ₁ (m)	
0,15			0,15		0,15	
Les blocs chicanes						
y ₁	h ₂ /y ₁	Pente	La hauteur h ₂ (m)	Largeur (m)	Espacement (m)	épaisseur de crête (m)
0,13	2,0	1/1	0,25	0,20	0,20	0,05
Seuil terminal du bassin						
y ₁ (m)		h ₄ /y ₁		Pente		Hauteur h ₄ (m)
0,13		1,5		2H/1V		0,20

Distance entre les blocs de chute et les blocs chicane

$$D = 0,8 * L = 0,8 * 4$$

$$D = 1,2 \text{ m}$$



Graphique 1: Abaque de calcul du bassin type II

Tableau récapitulatif du calcul du bassin de dissipation

Désignation	Symbole/unité	Valeur retenue
Bassin de dissipation		
Lame d'eau au-dessus du déversoir	h (m)	0,8
Hauteur du PEN au droit du déversoir	H (m)	3,25
Enfoncement du bassin	D (m)	1
Débit de crue laminé	Q (m ³ /s)	86,53
Débit unitaire	q (m ³ /s/ml)	1,24
Hauteur de chute	Z (m)	5,15
Tirant d'eau normal	Y _n (m)	0,6
Tirant d'eau à l'entrée du bassin	Y ₁ (m)	0,13
Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin	V ₁ (m/s)	9,51
Nombre de Froude	Fr	8,42
Type de bassin	Type	II
Longueur du bassin	L (m)	4
Epaisseur bassin	E(m)	0,3
Revanche	R _b (m)	1,5
Blocs de chute		
Hauteur	h ₁ (m)	0,15
Largeur	l ₁ (m)	0,15
Espacement	E ₁ (m)	0,15
Blocs chicanes		
Hauteur	h ₂ (m)	0,25
Largeur	L ₂ (m)	0,20
Espacement	E ₂ (m)	0,20
Distance blocs chicanes-blocs de chutes	e ₁ (m)	1,20
Seuil terminal		
Hauteur du seuil terminal	h ₄ (m)	0,20
Longueur de la protection aval	L _p (m)	8
Epaisseur de l'enrochement	E _p (m)	0,5
Chenal d'évacuation		
Pente	I (%)	0,2
Profondeur	Y _n (m)	0,6
Largeur en plafond	(m)	70,00
Débit maximal	Q (m ³ /s)	86,53

Annexe VII: Calcul du mur bajoyer

La hauteur H du mur correspond à celle du seuil (4,25 m) majorée de la revanche totale (1,85 m) et de son ancrage (01 m). Soit $H=7,1$ m et on retient pour la suite **$H = 7$ m**.

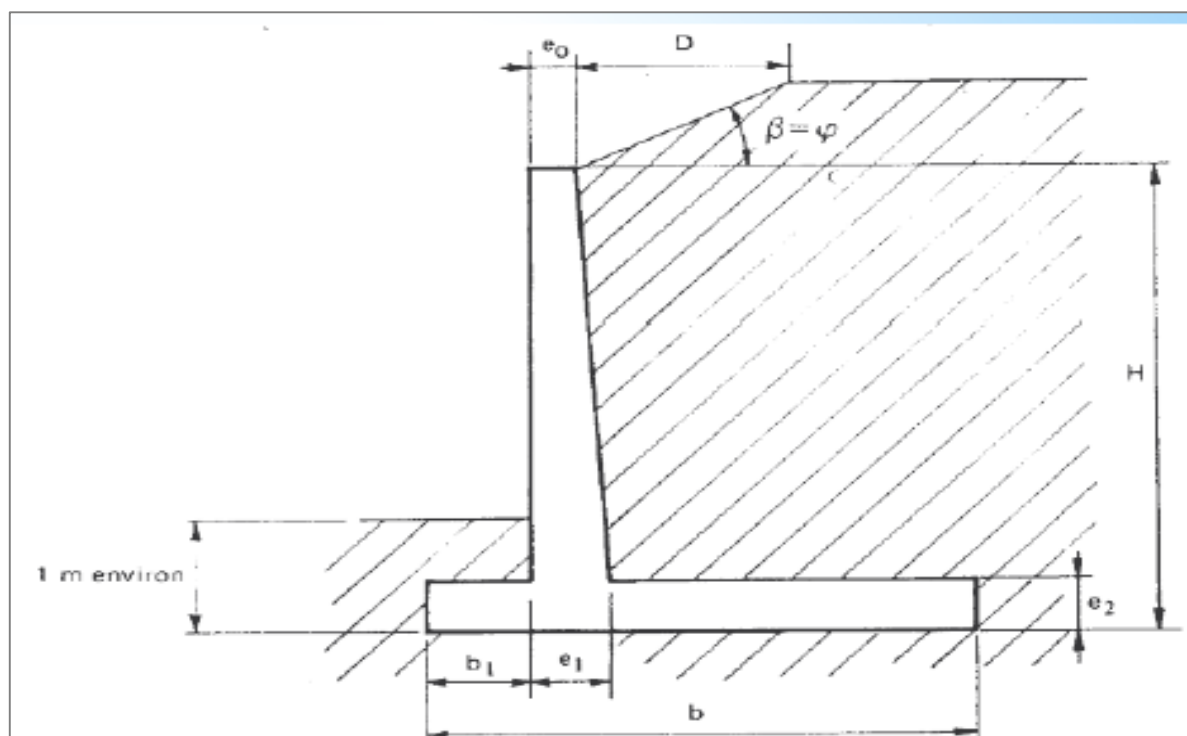


Illustration 14: Mur de soutènement type

Sur la base des éléments de pré dimensionnement du mur, la vérification de la stabilité sont faits avec le logiciel CYPE 2015 et les dimensions ajustées.

Désignation	Expression	Pré-dimensions (m)	Dimensions finaux (m)
Hauteur du remblai argileux (H')	—	6,20	6,40
Hauteur du mur bajoyer (H)	—	7,00	7,00
Epaisseurs en crête (e_0)	$H/24$	0,30	0,30
Epaisseur et de la semelle (e_2)	$H/12$	0,60	0,60
Epaisseur en base du voile (e_1)	$H/12$	0,60	0,60
Largeur à la base de la semelle (b)	$0,2 + 0,45H$	3,40	4,10
Largeur du patin de la semelle (b_1)	—	0,00	0,00
Le talon (b_2)	$b - b_1 - e_1$	2,80	3,50

NB : b_1 est du côté du déversoir (en béton cyclopéen) et sera par conséquent négligé ($b_1=0$ m).

Ci-dessous quelques éléments récapitulatifs du calcul des aciers et de vérification de la stabilité du mur avec le logiciel CYPE.

1.- DESCRIPTION DU FERRAILLAGE

COURONNEMENT				
Armature supérieure: 2HA16				
Ancrage avant / arrière: 30 / 30 cm				
TRONÇONS				
Num.	Avant		Arrière	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	HA16e=25 Recouvrement: 0.8 m	HA16e=20	HA16e=25 Recouvrement: 0.8 m Renfort 1: HA16 h=2.2 m	HA16e=20
SEMELLE SUPERFICIELLE				
Armature	Longitudinal	Transversal		
Supérieure	HA16e=10	HA16e=10 Longueur d'ancrage en prolongation: 80 cm Crosse arrière: 10 cm		
Inférieure	HA14e=20	HA14e=20 Crosse avant / arrière: 25 / 25 cm		
Longueur d'ancrage courbe en amorce: 45 cm				

2.- VÉRIFICATIONS GÉOMÉTRIQUES ET DE RÉSISTANCE

Référence: Mur: Mur_Boussouma		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur: <i>Critère de CYPE</i>	Maximum: 978.3 kN/m Calculé: 135.5 kN/m	Vérifiée
Épaisseur minimale du tronçon: <i>Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 30 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i>	Minimum: 4.5 cm Calculé: 18.4 cm Calculé: 18.4 cm	Vérifiée Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm Calculé: 20 cm Calculé: 20 cm	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face: <i>BAEL-91, Article SETRA 3.4.3</i>	Minimum: 0.0015 Calculé: 0.00167 Calculé: 0.00167	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face: <i>Article A.8.2,41 de la norme BAEL-91</i>	Calculé: 0.00167 Minimum: 0.00067 Minimum: 0.00033	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article B.6.4</i>	Minimum: 0.001 Calculé: 0.00268 Calculé: 0.00161	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article A.4.2, 1</i>	Minimum: 0.00096 Calculé: 0.00268 Calculé: 0.00161	Vérifiée Vérifiée

Etudes techniques de réhabilitation du barrage de Boussouma dans la Commune de
Boussouma, Région du Centre Nord, Burkina Faso

Référence: Mur: Mur_Boussouma		
Vérification	Valeurs	État
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Minimum: 0.001	
- Avant (0.40 m):	Calculé: 0.00134	Vérifiée
- Avant (2.60 m):	Calculé: 0.00161	Vérifiée
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée: <i>BAEL-91, Article A.8.1,21</i>	Minimum: 4 cm ² /m	
- Avant (0.40 m):	Calculé: 8.04 cm ² /m	Vérifiée
- Avant (2.60 m):	Calculé: 8.04 cm ² /m	Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Maximum: 0.05	
- (6.80 m):	Calculé: 0.00536	Vérifiée
- (2.60 m):	Calculé: 0.00485	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i>	Minimum: 3 cm	
- Arrière:	Calculé: 10.1 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 21.8 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm	
- Armature verticale Arrière:	Calculé: 25 cm	Vérifiée
- Armature verticale Avant:	Calculé: 25 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm	
	Calculé: 1.6 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm	
	Calculé: 1.6 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: <i>Vérification réalisée par unité de longueur de mur</i>		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 626.2 kN/m	
	Calculé: 104.7 kN/m	Vérifiée
Vérification de la fissuration par contraintes dans les barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Maximum: 250 MPa	
	Calculé: 154.799 MPa	Vérifiée
Longueur de recouvrement: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i>	Calculé: 0.8 m	
- Base arrière:	Minimum: 0.7 m	Vérifiée
- Base avant:	Minimum: 0.42 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement: <i>Critère de CYPE</i>	Calculé: 30 cm	
- Arrière:	Minimum: 20 cm	Vérifiée
- Avant:	Minimum: 0 cm	Vérifiée
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 4 cm ²	
	Calculé: 4 cm ²	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle:		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Arrière: 0.40 m		
- Cote de la section de relation minimale 'pourcentage horizontal / pourcentage vertical' Avant: 0.40 m		
- Section critique en flexion composée: Cote: 0.40 m, Md: 199.88 kN·m/m, Nd: 93.76 kN/m, Vd: 135.51 kN/m, Contrainte maximale de l'acier: 214.085 MPa		
- Section critique sous effort tranchant: Cote: 0.93 m		

Etudes techniques de réhabilitation du barrage de Boussouma dans la Commune de
Boussouma, Région du Centre Nord, Burkina Faso

Référence: Semelle filante: Mur_Boussouma		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i> - Coefficient de sécurité au renversement: - Coefficient de sécurité au glissement:	Minimum: 1.8 Calculé: 5.54 Minimum: 1.5 Calculé: 2.74	Vérifiée Vérifiée
Épaisseur minimale: - Semelle superficielle: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 60 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i> - Contrainte moyenne: - Contrainte maximale:	Maximum: 0.2 MPa Calculé: 0.1453 MPa Maximum: 0.25 MPa Calculé: 0.2298 MPa	Vérifiée Vérifiée
Flexion dans la semelle: <i>Vérification basée sur des critères résistants</i> - Armature sup. arrière: - Armature inf. arrière:	Minimum: 12.72 cm ² /m Calculé: 20.1 cm ² /m Minimum: 0 cm ² /m Calculé: 7.69 cm ² /m	Vérifiée Vérifiée
Effort tranchant: - Arrière: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 641.6 kN/m Calculé: 88.2 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i> - Attentes arrière: - Attentes avant: - Armature inf. arrière (Crosse): - Armature inf. avant (Crosse): - Armature sup. arrière (Crosse): - Armature sup. avant:	Minimum: 22.4 cm Calculé: 52.2 cm Minimum: 16 cm Calculé: 52.2 cm Minimum: 0 cm Calculé: 25 cm Minimum: 15.4 cm Calculé: 25 cm Minimum: 0 cm Calculé: 10 cm Minimum: 44.6 cm Calculé: 80 cm	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
Enrobage: - Inférieure: <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i> - Latéral: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.1,3</i> - Supérieure: <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i>	Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm Minimum: 5 cm Calculé: 7 cm Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm	Vérifiée Vérifiée Vérifiée
Diamètre minimum: <i>Critère de CYPE</i> - Armature transversale inférieure: - Armature longitudinale inférieure: - Armature transversale supérieure: - Armature longitudinale supérieure:	Minimum: Ø10 Calculé: HA14 Calculé: HA14 Calculé: HA16 Calculé: HA16	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée

Etudes techniques de réhabilitation du barrage de Boussouma dans la Commune de
Boussouma, Région du Centre Nord, Burkina Faso

Référence: Semelle filante: Mur_Boussouma		
Vérification	Valeurs	État
Séparation maximale entre barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i> - Armature transversale inférieure: - Armature transversale supérieure: - Armature longitudinale inférieure: - Armature longitudinale supérieure:	Maximum: 25 cm Calculé: 20 cm Calculé: 10 cm Calculé: 20 cm Calculé: 10 cm	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
Séparation minimale entre barres: <i>Critère de CYPE</i> - Armature transversale inférieure: - Armature transversale supérieure: - Armature longitudinale inférieure: - Armature longitudinale supérieure:	Minimum: 10 cm Calculé: 20 cm Calculé: 10 cm Calculé: 20 cm Calculé: 10 cm	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
Pourcentage géométrique minimum: - Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature transversale supérieure: <i>Critère de CYPE</i>	Calculé: 0.00335 Minimum: 0.0005 Minimum: 0.001	Vérifiée Vérifiée
Pourcentage mécanique minimal: - Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature transversale supérieure: <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Calculé: 0.00335 Minimum: 0.00083 Minimum: 0.00096	Vérifiée Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		
Information additionnelle: - Moment fléchissant défavorable dans la section de référence de l'arrière: 282.53 kN·m/m		

3.- VÉRIFICATIONS DE STABILITÉ (CERCLE DE GLISSEMENT LE PLUS DÉFAVORABLE)

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): Mur_Boussouma		
Vérification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable: Combinaisons sans séisme: - Phase: Coordonnées du centre du cercle (0.11 m ; 8.45 m) - Rayon: 9.53 m: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>	Minimum: 1.5 Calculé: 1.509	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

Annexe VIII: Calcul de l'ouvrage de prise

$Q = \frac{BB}{N * Nw * Tw * 3600}$	✓	BB : besoins brutes mensuels [m3]
$Q = 1000 * CS\sqrt{2gH} \rightarrow S = \frac{Q}{C\sqrt{2gH}}$	✓	N : le nombre de jour du mois
$D = 1000 \sqrt{\frac{4S}{\pi}} = 1000 \sqrt{\frac{4Q}{\pi C\sqrt{2gh}}}$	✓	$Nw = 6/7$; Tw = 5 heures
$H = 302,75 - 300 = 2,75 \text{ m}$	avec	✓ $C = 0,8$; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$
	✓	S : la section de la conduite [m ²] ;
	✓	Q : le débit fictif [m ³ /s] ;
	✓	D : le diamètre de la conduite [mm].

Le tableau ci-dessous fait la synthèse du calcul du débit d'équipement ainsi que du diamètre de la conduite pour l'alimentation en eau du périmètre.

Désignation	Oct.	Nov.	Déc.	Jan.	Fév.	Mar.	Avr.
N (jours)	31	30	31	31	28	31	30
Agricole (m ³)	20 445	-	20 449	30 360	34 239	39 706	29 821
Débit fictif (m ³ /s)	0,043	-	0,043	0,063	0,079	0,083	0,064
Diamètre théorique (mm)	100,1	-	100,1	122,0	136,3	139,5	123,0

Ces indique que pour satisfaire les besoins du moins de point, le diamètre théorique de la conduite est 139 mm soit une conduite de diamètre commercial 160 mm pour une pression nominale de 6bars. En prenant en compte la dimension diamètre initial (250 mm) et par souci de répondre aux besoins eau pour le riz pluvial sur plus de 10 ha, une conduite en fonte de diamètre nominale DN250 ($D_{int}=230,8$) pour une pression nominale de 6 bars est retenue. Cette conduite pourrait refouler un débit de 227,26 l/s pour un besoins de pointe estimé à 83,0 l/s.

Annexe IX: Notice d'impact environnemental et social

Evaluation des impacts du projet de réhabilitation du barrage de Boussouma

Milieu affecté	Impacts identifiés	Evaluation de l'importance des impacts				
		Catégorie	Intensité	Etendue	Durée	Importance
PHASE D'INSTALLATION ET DES TRAVAUX						
Milieu biophysique						
Sols	Accélération de l'érosion et risques de contaminations par les produits chimiques	Négatif	Faible	Ponctuelle	Courte	Mineure
Air et climat sonore	Pollutions atmosphérique et nuisances sonores	Négatif	Moyenne	Locale	Moyenne	Mineure
Eaux	Contaminations des eaux par les polluants	Négatif	Faible	Locale	Moyenne	Mineure
Végétation	Destruction de la végétation de jachère	Négatif	Faible	Ponctuelle	Courte	Mineure
Faune	Destruction des habitats de la faune	Négatif	Faible	Locale	Moyenne	Mineure
Milieu humain						
Cadre de vie	Production de déchets constitués de gravats et de débris végétaux	Négatif	Forte	Ponctuelle	Courte	Majeure
Bruits	Nuisances sonores liées aux engins produisant grands bruits	Négatif	Moyenne	Ponctuelle	Moyenne	Moyenne
Santé, Sécurité	Nuisances diverses et risque de maladies respiratoires (dues aux gaz d'échappement et à la poussière) et des IST pour les populations riveraines mais aussi le personnel de l'entreprise.	Négatif	Faible	Locale	Courte	Mineure
Agropastorales	Pertes de terres agricoles et des zones de pâturages	Négatif	Moyenne	Locale	Moyenne	Majeure
Emploi et commerce	Création d'emploi et développement d'activités commerciales avec le personnel de l'entreprise.	Positif	Moyenne	Locale	Courte	Moyenne

Milieu affecté	Impacts identifiés	Evaluation de l'importance des impacts				
		Catégorie	Intensité	Etendue	Durée	Importance
PHASE D'EXPLOTATION						
Milieu biophysique						
Sols	Modification de la dynamique physico-chimique des sols	Négatif	Faible	Locale	Longue	Moyenne
Eaux de surface et eaux souterraines	Disponibilité d'une d'eau pour les besoins et recharge de la nappe et amélioration de la productivité des forages environnants	Positif	Forte	Locale	Longue	Majeure
Végétation	Mort de la végétation naturelles et des plantations ne supportant pas l'immersion prolongée.	Négatif	Faible	Locale	Longue	Moyenne
Faune	Recolonisation du site par la faune aquatique (batraciens, insectes, crocodiles etc) et les animaux sauvages	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Milieu humain						
Santé, sécurité	Possible développement de maladies hydriques (paludisme, bilharziose etc) et risques de noyades.	Négatif	Faible	Locale	Longue	Moyenne
Agropastoralisme	Développement et intensification des activités agropastorales	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Emploi et commerce	Relance des activités de maraichages et développement des transactions commerciales sur les produits de la pêche et du maraichage	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Pêche	Développement de la pêche avec la présence d'eau	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Groupes vulnérables	Amélioration des conditions vie des femmes à travers des activités génératrices de revenus (Transformation locale des produits agricoles et piscicoles).	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Domaine foncier	Risque d'inondation et perte de fonciers	Négatif	Faible	Locale	Longue	Moyenne

 Plan de gestion environnementale et sociale (PGES)

Milieu Récepteur	Impacts	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Echéance	Indicateur de suivi
Milieus biophysique							
Air/Micro climat	-Emission de poussière ; -Emission de gaz d'échappement (CO ₂)	-Arrosage régulier des voies d'accès au chantier et à la traversée des agglomérations ; -visite technique régulier des véhicules et engins du chantier.	Minimiser la dégradation de la qualité de l'air pendant les travaux	Entreprise	-Mission de Contrôle (MDC) -Comité de surveillance BUNEE	Début et pendant les travaux	-Le chantier et la traversée des agglomérations sont arrosés -Les véhicules et engins sont peu polluants
Sols	-Erosion et tassement du sol ; -Pollution par les	-Remise en état des zones d'emprunt et de carrières ; -Gestion des déchets solides et liquides	-Réduire les risques de pollution des sols,	Entreprise	-MDC -Comité de surveillance DPEA	Pendant et après les travaux	-les zones d'emprunt sont remises en état ; -existence d'un plan de gestion des déchets de
Eaux de surface et souterraines	-Risque de pollution par les matières en suspension et les hydrocarbures ;	- collecte et élimination des déchets solides et liquides; -mise en place un comité de gestion du barrage (CGB); -délimiter un périmètre de protection des berges du barrage ;	-Réduire la pollution des eaux -minimiser les risques d'envasement précoce de la retenue ;	-Entreprise, - exploitant du barrage	MDC Comité de surveillance CGB Mairie	Début, pendant et après les travaux	-existence d'un comité de gestion du barrage ; -Un périmètre de protection des berges du barrage existe

Milieu Récepteur	Impacts	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Echéance	Indicateur de suivi
Végétation	-Destruction du couvert végétal ; -Prolifération des plantes envahissantes	-Plantation de compensation et protection des berges du barrage ; -Reboisement compensatoire dans les zones d'emprunts ;	-Réduire la destruction du couvert végétal - Réduire la prolifération des plantes envahissantes	-Entreprise, -Populations bénéficiaires ;	MDC -Comité de surveillance DPEEVCC	Pendant et Après travaux	-Les arbres sont plantés et entretenus le long de la piste rurale, dans les zones d'emprunt et dans les berges du barrage
Faune/animaux domestiques	-Risque de collision ; -Destruction de l'habitat faunique ;	-Interdiction de prélever la faune par le personnel du chantier pour l'alimentation, la limitation de vitesse à 30Km/h sur le chantier ;	-Eviter le braconnage -Minimiser les risques de collisions	-Entreprise, -Exploitant du barrage ; -DPEEVCC ;	MDC -Comité de surveillance DPEEVCC	Pendant et après les travaux	-Les conducteurs circulent à une vitesse réduite.
Milieu humain							
Infrastructures et fonciers	Destruction et/ou inondation des logements Perte des domaines fonciers	Mise en place d'un plan de dédommagement pour perte de foncier Mise en place d'un plan de réinstallation habitations inondées	Faciliter la résilience de la population face à la modification leur système de vie et de production	Entreprise, -Populations bénéficiaires Mairie	MDC Comité de surveillance Mairie	Dès le début des travaux	Des nouveaux logements mis à la disposition des populations déplacées Les propriétaires terriens Disposent de nouveaux champs

Milieu Récepteur	Impacts	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Echéance	Indicateur de suivi
Sécurité / Santé	-Nuisance olfactive, auditif et émission de poussière ; -Développement de maladies hydriques (paludisme, bilharzioses) ; -Risque d'accident de travail ou de circulation.	-Interdiction de l'accès des chantiers aux populations riveraines ; -Limitation la vitesse à 30 km/h -Installer des balises et panneaux de signalisation à endroits dangereux ; -Doter la main d'œuvre d'équipements de protection individuel (EPI) et veiller à leur utilisation effective ; - Arrosage des chantiers et à la traversée des agglomérations	-Réduire le risque d'accident ; -Maintenir le personnel en bonne santé Minimiser le risque de transmission des IST	- Entreprises -Prestataires de service ; -District sanitaire local	- MDC -Comité de surveillance DPEEVCC	Dès le Début des travaux et pendant les travaux	- le nombre d'accidents sur les chantiers est faible -les balises et panneaux de signalisation existe ; -le personnel est doté EPI ; -les voies d'accès au chantier sont arrogées au moins 2 fois par jours.
Population	-Conflits potentiels entre utilisateurs de l'eau du barrage; -Risque de noyade ; -Risque de contamination aux IST (VIH/SIDA) ;	-Sensibiliser les populations riveraines sur les risques de noyade ; -Mettre en place un comité de gestion du barrage ; -Impliquer l'AEN dans la gestion du barrage -Sensibiliser les populations et le personnel du chantier sur les IST/SIDA	-Réduire le risque de noyade des enfants ; -réglementer l'accès au barrage ; -Réduire les risques de conflits ; -Réduire les risques de propagation des IST/SIDA	- Mairie ; -Préfecture, -CVD -DPEAH ; -DPRAH -District sanitaire de la commune	-MDC ; - Comité de suivi ; - DPEEVCC	Début et pendant les travaux et Pendant l'exploitation	-le personnel des chantiers et les riverains sont sensibilisés; -Procès-Verbal de sensibilisation -Règlement et statu du comité mis en place.

Milieu Récepteur	Impacts	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Echéance	Indicateur de suivi
Emploi	-Création d'emplois temporaires ou permanents -Brassage de population, -Intégration, cohésion sociale	Privilégier l'embauche de la main d'œuvre locale ; Priorité est donnée aux entreprises locales pour la réalisation des travaux.	-Réduire le chômage temporairement -Lutter contre la pauvreté -Contribuer au bien-être de la population locale	-Entreprises -Mairie	-Comité de surveillance ; -Mairie	Dès le Début des travaux et pendant les travaux	-La main d'œuvre locale est recrutée ; -Les entreprises locales sont impliquées dans les travaux

 Devis estimatif des mesures environnementales et sociales

Impacts/Actions environnementales	Unité	Quantité	C.U. (f cfa)	TOTAL
Dégradation de la qualité de l'air (arrosage des voies d'accès)	ff	1	1 000 000	1 000 000
Remise en état des emprunts	ff	1	12 000 000	12 000 000
Renforcement technique des exploitants du barrage sur la protection des berges,	ff	1	3 000 000	3 000 000
Renforcement des mécanismes de commercialisation	ff	1	3 000 000	3 000 000
Sensibilisation les populations sur les infections sexuellement transmissibles et maladies hydriques	ff	10	700 000	7 000 000
Sensibiliser le personnel sur les risques de pollution et aux mesures de sécurité	ff	2	500 000	1 000 000
Mise en place du comité d'exploitants	ff	1	1 000 000	1 000 000
Subvention au comité d'exploitants	ff	3	1 500 000	4 500 000
Réalisation d'une piste d'accès pour bétails	Km	5	400 000	2 000 000
Faire des reboisements de compensation	u	5000	2500	12 500 000
Appuyer l'entretien des plants	ff	3	250 000	750 000
Surveillance et suivi environnemental	ff	1	5 000 000	5 000 000
TOTAL GENERAL				52 750 000

Sur la base de l'évaluation sommaire, le coût de mise en œuvre du PGES est de **Cinquante-deux millions sept cent cinquante milles (52 750 000) FCFA.**

Annexe X: Métré et Devis de réhabilitation du barrage de Boussouma

Synthèse du métré sur l'évacuateur de crue

Seuil en béton et blocs de chute			
Désignation	Valeur		Unité
Longueur	70,00		m
Section fondation du déversoir	6,00		m
Section extérieure du déversoir	15,94		m
Section du déversoir	21,94		m ²
Volume de déblai	420,00		m ³
Volume de béton (Vb)	1 535,63		m ³
Volume de béton de propreté	39,20		m ³
Volume de béton pour un bloc de chute	0,0029		m3
Nombre de blocs de chute	234,00		Blocs
Volume de béton pour l'ensemble des blocs de chute	0,68		m3
Volume de béton pour bajoyers			
Bajoyer rive gauche	Rive D	Rive G	
Section fondation	115,9	115,92	m ²
Epaisseur fondations	1,0	1,00	m
Volume béton de fondations	115,9	115,92	m ³
Volume béton de propreté	11,6	11,59	m ³
Section partie extérieur	81,4	81,42	m ²
Epaisseur partie extérieur	0,4	0,43	m
Volume béton partie extérieur	34,6	34,60	m ³
Volume de déblai (Vd)	231,84		m ³
Volume total de béton	301,05		m ³
Volume total de béton de propreté	23,18		m ³
Volume de béton pour bassin de dissipation			
Longueur	70,00		m
Largeur	4,00		m
Section du bassin	280,00		m ²
Epaisseur du bassin	0,30		m
Volume de déblai	84,00		m ³
Volume du béton (Vb) pour le bassin	84,00		m ³
Volume de béton pour un bloc de chicane	0,07		m3
Nombre de blocs de chicane	176,0		Blocs
Volume de béton pour l'ensemble des blocs de chute	12,10		m ³
Filtre à sable	28,00		m ³
Joint bitumineux	115,50		m ³

Joint waterstop	231,00	m
Barbacanes D40	70,00	m
Seuil terminal		
Section fondation	0,12	m ²
Longueur	70,00	m
Volume béton de fondations	8,4	m ³
Volume béton de propreté	2,1	m³
Section partie extérieur	0,06	m ²
Epaisseur partie extérieur		m
Volume de déblai	8,40	m³
Volume béton partie extérieur	4,2	m ³
Volume total béton	12,60	
Parement avec gabions ou moellon pour fin du bassin de dissipation		
Longueur du parement	70,00	m
Largeur du parement	8,00	m
Epaisseur moellons	0,50	m ²
Volume de déblai (Vd)	280,00	m³
Volume de moellons de remplissage (Vr)	280,00	m³
Volume du béton de blocage	21,00	m³
Volume béton de propreté	3,5	m³
Tapis d'enrochement pour la fin du chenal		
Longueur totale	70,00	m
Largeur	2,00	m
Profondeur de fouilles	0,50	m
Volume de déblai (Vd)	70,00	m³
Volume de moellons	70,00	m³

 Métré digue

Distance (m)	TN (m)	Hauteurs digue H (m)			Largeurs en base Lf (m)			Surfaces remblai (m²)			Volumes partiels (m³)			Volumes Cumulés (m³)		
		1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
0,0	305,15	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0						
20,0	304,67	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,6	-	-	31,3	-	-	31,3
50,0	303,80	0,00	0,00	0,60	0,0	0,0	6,4	5,7	1,4	15,5	170,6	42,0	465,0	170,6	42,0	496,3
84,9	301,53	1,67	0,87	2,87	10,2	5,0	15,5	17,0	6,0	36,0	594,1	209,2	1 258,0	764,7	251,1	1 754,2
100,9	300,60	2,60	1,80	3,80	13,9	8,7	19,2	37,9	19,9	64,0	606,1	318,2	1 023,6	1 370,9	569,4	2 777,8
149,9	298,84	4,36	3,56	5,56	20,9	15,7	26,2	56,8	33,4	88,5	2 781,9	1 634,0	4 331,9	4 152,8	2 203,4	7 109,7
250,8	298,51	4,69	3,89	5,89	22,3	17,1	27,6	57,9	34,2	89,9	5 848,3	3 454,2	9 071,8	10 001,1	5 657,6	16 181,6
324,8	298,74	4,46	3,66	5,66	21,4	16,2	26,7	55,7	32,5	87,0	4 115,5	2 401,7	6 436,2	14 116,6	8 059,3	22 617,8
364,7	298,72	4,48	3,68	5,68	21,4	16,2	26,7	49,0	27,6	78,7	1 960,5	1 102,7	3 145,1	16 077,1	9 162,0	25 762,9
420,7	299,39	3,81	3,01	5,01	18,7	13,5	24,0	37,3	19,0	63,6	2 084,7	1 065,1	3 558,3	18 161,9	10 227,1	29 321,2
505,6	299,97	3,23	2,43	4,43	16,4	11,2	21,7	26,5	11,8	49,3	2 253,8	1 001,2	4 189,9	20 415,7	11 228,3	33 511,1
552,6	300,73	2,47	1,67	3,67	13,4	8,2	18,7	10,4	4,0	20,8	489,3	189,7	977,0	20 905,0	11 417,9	34 488,1
570,0-640,0	Déversoir															
648,5	300,93	2,27	1,47	3,47	12,6	7,4	17,9	15,8	5,2	34,5	135,3	44,3	294,4	21 080,9	11 476,7	34 866,9
650,5	301,34	1,86	1,06	3,06	10,9	5,7	16,2	13,7	4,0	31,3	27,3	7,9	62,6	21 108,2	11 484,6	34 929,5
660,5	301,30	1,90	1,10	3,10	11,1	5,9	16,4	12,7	3,5	29,8	126,5	34,5	297,9	21 234,7	11 519,1	35 227,4
730,5	301,53	1,67	0,87	2,87	10,2	5,0	15,5	13,1	3,7	30,5	918,6	259,2	2 133,6	22 153,3	11 778,2	37 360,9
778,5	301,22	1,98	1,18	3,18	11,4	6,2	16,7	13,5	3,9	31,0	645,5	185,5	1 486,7	22 798,8	11 963,7	38 847,6
805,4	301,46	1,74	0,94	2,94	10,4	5,2	15,7	10,6	2,4	26,6	285,1	65,6	718,3	23 083,9	12 029,3	39 565,9
838,4	301,78	1,42	0,62	2,62	9,2	4,0	14,5	5,9	0,9	18,9	194,1	28,1	623,1	23 277,9	12 057,5	40 189,0
900,4	302,61	0,59	0,00	1,79	5,8	0,0	11,1	1,4	0,0	9,8	85,1	-	604,8	23 363,0	12 057,5	40 793,8
970,4	305,23	0,00	0,00	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	-	-	-	23 363,0	12 057,5	40 913,2
Volume total de la digue initiale (1)														23 363,0		
Volume restant de la digue initiale après décapage en redan (2)														12 057,5		
Volume total de la digue après réhabilitation (3)														40 913,2		
Volume de déblai (décapage digue initiale) correspond au volume de la digue initiale (1) minoré de son volume après décapage (2)														11 305,53 m³		
Volume de remblai : Volume de la digue après réhabilitation (3) minoré de celui de la digue initiale après décapage (2)														28 855,77 m³		

 Synthèse du métré de la digue du Barrage

Volume décapé (Déblai)				11 305,53	
Volume apporté (Remblai)				28 855,77	
Couronnement latéritique	Ep. (m)	l (m)	L (m)	Vcou.lat	
	0,20	4,0	900,0	720,00	
Murets de crête 0,5*0,5	Section (m ²)	L (m)	Déblai (m ³)	Maçonnerie (m ³)	
	0,025	900,0	225	225	
	0,025	900,0	225	225	
	Total		450,0	450,0	
Perré sur talus	Désignation	Ep. (m)	Surface (m ²)	Volume perré (m ³)	
				Maçonné	Sec
	amont	0,40	3 700,00	1 480,00	-
	aval	0,40	3 700,00	-	1 480,0
	Total		7 400,00	1 480,0	1 480,0
Couche de pose	S_Sous Butée	S_Amont	S_Aval	Ep.Pose	Vpose (m ³)
	225,0 m ²	3 700,0 m ²	3 700,0 m ²	0,1 m	762,50
Enrochement pour drain de pied	Désignation	P (m)	l (m)	L (m)	Volume (m ³)
	Enrochement	0,5	1,80	900,0	405,0
	Déblai	1,0	2,0	900,0	900,0
BUTÉE	Désignation	P (m)	l (m)	L (m)	V_butée (m ³)
	Deblai	2,00	1,00	900,00	900,0
	Enrochement	1,50	0,50	900,00	675,0
	Béton	0,50	1,50	900,00	675,0
Drain de filtre		Ep. (m)	l (m)	L (m)	V_Filtre (m ³)
		0,50	7,00	500,00	1 750,00

 Devis quantitatif des travaux de réhabilitation du barrage de Boussouma

	Désignation	Unité	Quantité
I	Installation et Service		
I.1	Amenée, mise en place et repliement des installations générales	FF	1
I.2	Fourniture de dossier d'exécution et de recollement	FF	1
II	Digue		
II.1	Débroussaillage et décapage de l'emprise	m ²	650
II.2	Abattage d'arbres et d'arbustes sur les talus de la digue	u	14
II.3	Déblai (décapage en redan digue existante)	m ³	11 300
II.4	Remblai argileux compacté aux engins pour recharge de la digue	m ³	28 860
II.5	Perré maçonné pour protection du talus amont	m ³	1 480
II.6	Perré sec pour protection du talus aval	m ³	1 480
II.7	Sable pour filtre horizontal	m ³	1 750
II.8	Maçonnerie de moellons pour murets de crête	m ³	450
II.9	Déblai manuel pour muret de crête	m ³	450
II.10	Béton cyclopéen pour Butée	m ³	675
II.11	Couche de couronnement latéritique de la crête (ép.20 cm)	m ³	720
II.12	Déblai pour butée amont et drain de pied aval	m ³	1 800
II.13	Enrochement à la main pour butée de pied amont	m ³	675
II.14	Couche de pose filtrante sur talus amont et aval (ép.10cm)	m ³	763
II.15	Perré maçonné sur talus aval & crête au droit du déversoir (5m)	m ²	42
II.16	Enrochement à la main pour drain de pied aval (ép.25 cm)	m ²	405
III	Ouvrage de prise et de vidange		
III.1	Déblai y compris décapage digue en redan	m ³	44
III.2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	2
III.3	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	10
III.4	Fourniture et pose d'une conduite en fonte DN250	ml	30
III.5	Fourniture et pose d'une vanne DN250	u	1
III.6	Fournitures et pose de grilles métalliques de protection pour bacs	u	2

Etudes techniques de réhabilitation du barrage de Boussouma dans la Commune de
Boussouma, Région du Centre Nord, Burkina Faso

	Désignation	Unité	Quantité
III.7	Fourniture et pose d'une crépine Ø250	u	1
III.9	Echelle de descente dans les bacs	u	2
III.10	Maçonnerie de moellons pour marches	m ³	11
IV	Déversoir et chenal d'évacuation		
IV.1	Déblai grande masse aux engins en terrain meuble	m ³	1 094
IV.2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m ³	m ³	69
IV.3	Béton cyclopéen dosé à 300kg/m ³	m ³	1 891
IV.4	Béton armé dosé à 350 kg/m ³	m ³	146
IV.5	Fourniture et pose de Joint bitumineux	ml	116
IV.6	Fourniture et pose de Joint Waterstop	ml	231
IV.7	Barbacanes	Ml	70
IV.8	Parement avec gabions pour fin du bassin de dissipation	m ³	280
IV.9	Enrochement pour la fin du chenal	m ³	70
IV.10	Sable pour filtre	m ³	28
IV.11	Remblai sans apport pour protection du chenal d'évacuation	m ³	1 800
IV.12	Perrés maçonnés pour protection du talus amont (ép.25 cm)	m ³	47
V	Dispositif d'auscultation		
V.1	Fourniture et pose d'échelle limnométrique y compris IPN	u	5
V.2	Implantation des bornes d'auscultation	u	2
V.3	Matérialisation et implantation des bornes du PHE	ff	1
V.4	Matérialisation et implantation des bornes de la bande de servitude	ff	1

 Devis estimatif des travaux de réhabilitation du barrage de Boussouma

	Désignation	Unité	Quantité	PU	Prix total
I	Installation et Service				
I.1	Amenée, mise en place et repliement des installations générales	FF	1	15 000 000	15 000 000
I.2	Fourniture de dossier d'exécution et de recollement	FF	1	7 000 000	7 000 000
Sous Total				22 000 000	
II	Digue				
II.1	Débroussaillage et décapage de l'emprise	m2	650	200	130 000
II.2	Abattage d'arbres et d'arbustes sur les talus de la digue	u	14	20 000	280 000
II.3	Déblai (décapage en redan digue existante)	m3	11 300	5 000	56 500 000
II.4	Remblai argileux compacté aux engins pour recharge de la digue	m3	28 860	6 500	187 590 000
II.5	Perré maçonné pour protection du talus amont	m3	1 480	12 500	18 500 000
II.6	Perré sec pour protection du talus aval	m3	1 480	7 000	10 360 000
II.7	Sable pour filtre horizontal	m3	1 750	18 000	31 500 000
II.8	Maçonnerie de moellons pour murets de crête	m3	450	30 000	13 500 000
II.9	Déblai manuel pour muret de crête	m3	450	4 000	1 800 000
II.10	Béton cyclopéen pour Butée	m3	675	100 000	67 500 000
II.11	Couche de couronnement latéritique de la crête (ép.20 cm)	m3	720	5 000	3 600 000
II.12	Déblai pour butée amont et drain de pied aval	m3	1 800	5 000	9 000 000
II.13	Enrochement à la main pour butée de pied amont	m3	675	11 000	7 425 000
II.14	Couche de pose filtrante sur talus amont et aval (ép.10cm)	m3	763	6 000	4 575 000
II.15	Perré maçonné sur talus aval & crête au droit du déversoir (5m)	m2	42	12 500	525 000
II.16	Enrochement à la main pour drain de pied aval (ép.25 cm)	m2	405	7 000	2 835 000
Sous Total				415 620 000	
III	Ouvrage de prise et de vidange				
III.1	Déblai y compris décapage digue	m³	44	5 000	220 000
III.2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m³	2	70 000	162 540
III.3	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m³	10	188 000	1 880 000

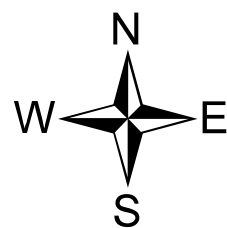
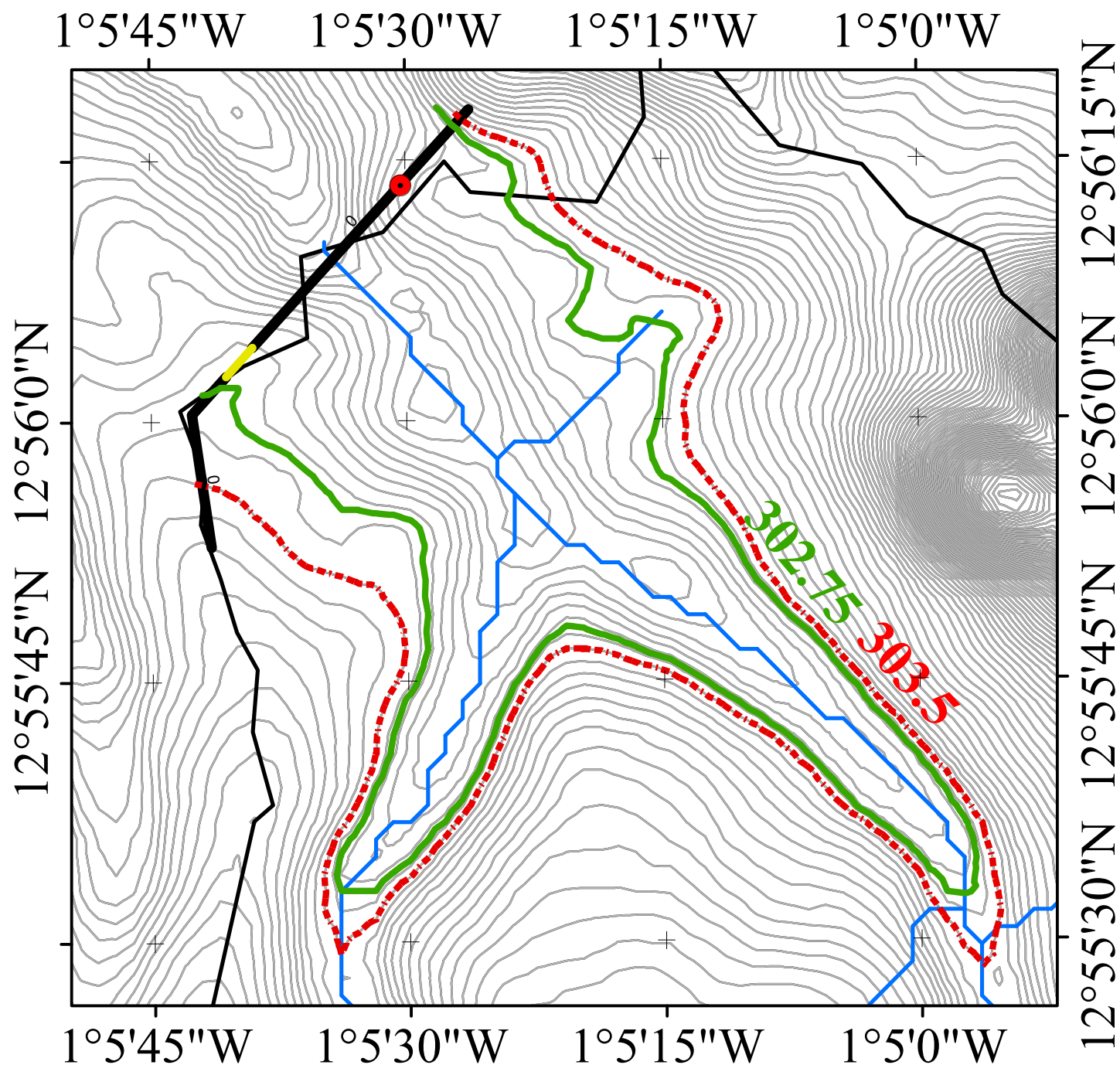
Etudes techniques de réhabilitation du barrage de Boussouma dans la Commune de
Boussouma, Région du Centre Nord, Burkina Faso

	Désignation	Unité	Quantité	PU	Prix total
III.4	Conduite en fonte DN250	ml	30	300 000	9 000 000
III.5	Fourniture et pose d'une vanne DN250	u	1	400 000	400 000
III.6	Grilles de protection pour bacs	u	2	105 000	210 000
III.7	Fourniture et pose d'une crépine Ø250	u	1	100 000	100 000
III.9	Echelle de descente dans les bacs	u	2	120 000	240 000
III.10	Maçonnerie de moellons pour marches	m³	11	30 000	330 000
Sous Total				12 542 540	
IV	Déversoir et chenal d'évacuation				
IV.1	Déblai grande masse aux engins en terrain meuble	m³	1 094	5 000	5 471 200
IV.2	Béton de propreté dosé à 150 kg/m³	m³	69	30 000	2 072 160
IV.3	Béton cyclopéen dosé à 300kg/m3	m³	1 891	120 000	226 898 400
IV.4	Béton armé dosé à 350 kg/m³	m³	146	180 000	26 213 760
IV.5	Fourniture et pose de Joint bitumineux	ml	116	8 500	981 750
IV.6	Fourniture et pose de Joint Waterstop	ml	231	40 000	9 240 000
IV.7	Barbacanes	Ml	70	4 000	280 000
IV.8	Parement avec gabions pour fin du bassin de dissipation	m³	280	30 000	8 400 000
IV.9	Enrochement pour la fin du chenal	m³	70	6 000	420 000
IV.10	Sable pour filtre	m1	28	18 000	504 000
IV.11	Remblai pour protection du chenal	m³	1 800	5 000	9 000 000
IV.12	Perrés maçonnés pour protection du talus amont (ép.25 cm)	m³	47	12 500	587 500
Sous Total				288 359 010	
V	Dispositif suivi et d'auscultation				
V.1	Fourniture et pose d'échelle limnométrique y compris IPN	u	5	300 000	1 500 000
V.2	Implantation des bornes d'auscultation	u	2	100 000	200 000
V.3	Matérialisation et implantation des bornes du PHE	ff	1	5 000 000	5 000 000
V.4	Matérialisation et implantation des bornes de la bande de servitude	ff	1	5 000 000	5 000 000
Sous Total				11 700 000	
Total hors taxes (F cfa)				750 221 550	
Taxes à valeur ajoutée (TVA) 18%				135 039 879	
Total tout taxes confondus (F cfa)				885 261 429	

Annexe XI: Pièces graphiques

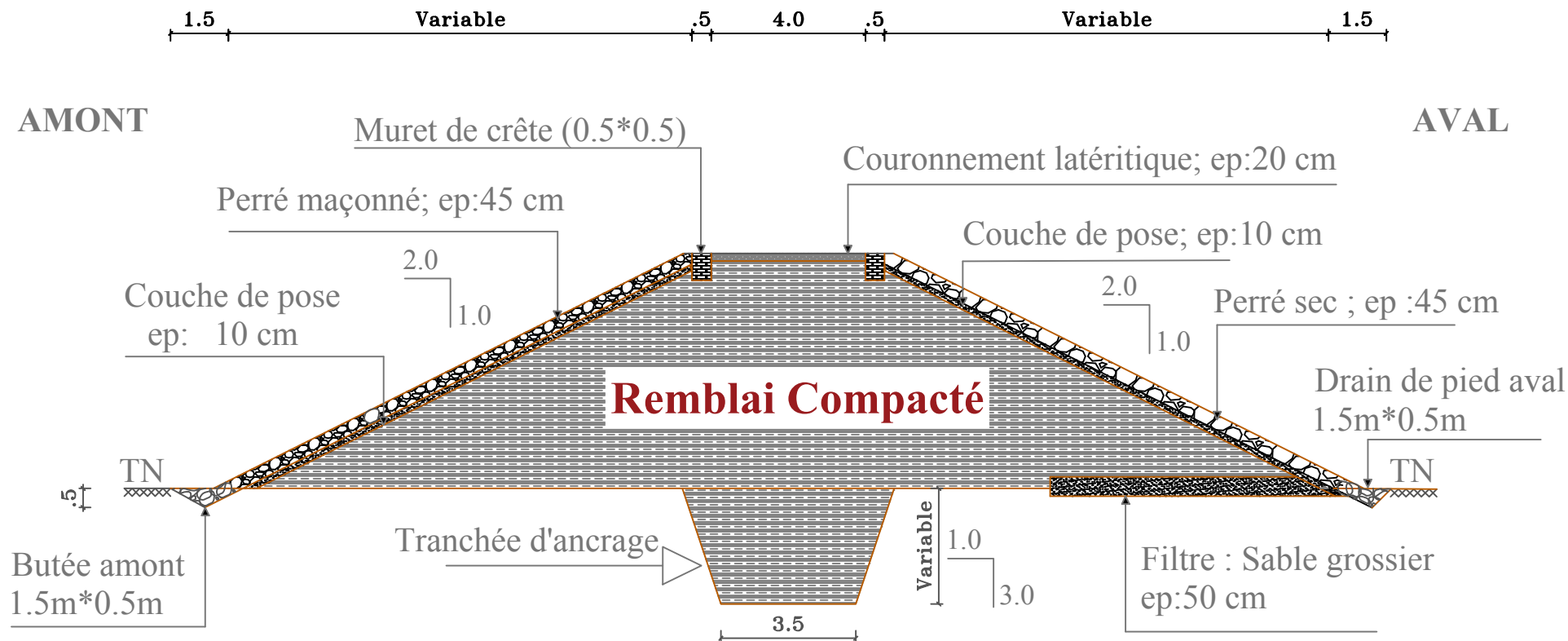
- 1. Plan de masse de la cuvette du Barrage de Boussouma;**
- 2. Coupe transversale type de la digue du Barrage de Boussouma ;**
- 3. Vue en plan et coupe transversale de l'ouvrage de prise ;**
- 4. Coupe transversale de l'évacuateur de crue ;**
- 5. Profil en long de l'axe de la digue du Barrage**
- 6. Coupe transversale et plan de ferrailage du mur bajoyer**

PLAN DE MASSE DE LA CUVETTE DU BARRAGE



Légende

- | | | | |
|--|--------------------------------|--|------------|
| | Position de la prise d'eau | | Déversoir |
| | Courbes niveau $\text{eq}:0.5$ | | PNE |
| | Cours d'eau | | PHE |
| | Axe_Digue | | Limites_BV |



BURKINA FASO	Réhabilitation du Barrage de BOUSSOUMA	Profil en travers type de la digue du Barrage	Date : Nov. 2019
Ministère de l'eau et de l'assainissement Secrétariat Général Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques			Plan N°2 Coupe transversale



Enrochement ép: 0.25

304.6

Enrochement ép: 0.40

Conduite fonte DN250

Escalier en maçonnerie de moellon 1.0x0.4x0.2

Enrochement ép: 0.40

Ø250

BURKINA FASO

Ministère de l'Eau et de l'Assainissement

Secrétariat Général

Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques

Réhabilitation du Barrage de BOUSSOUMA



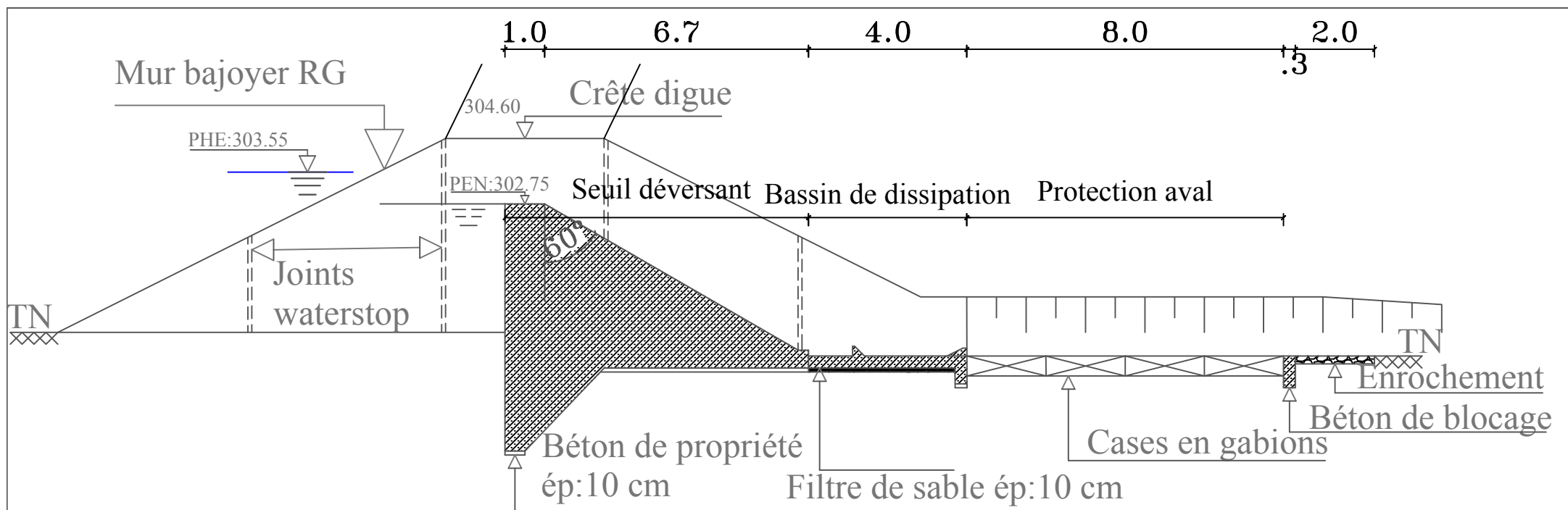
Ouvrage de prise

Réaliser par
Baba OUEDRAOGO

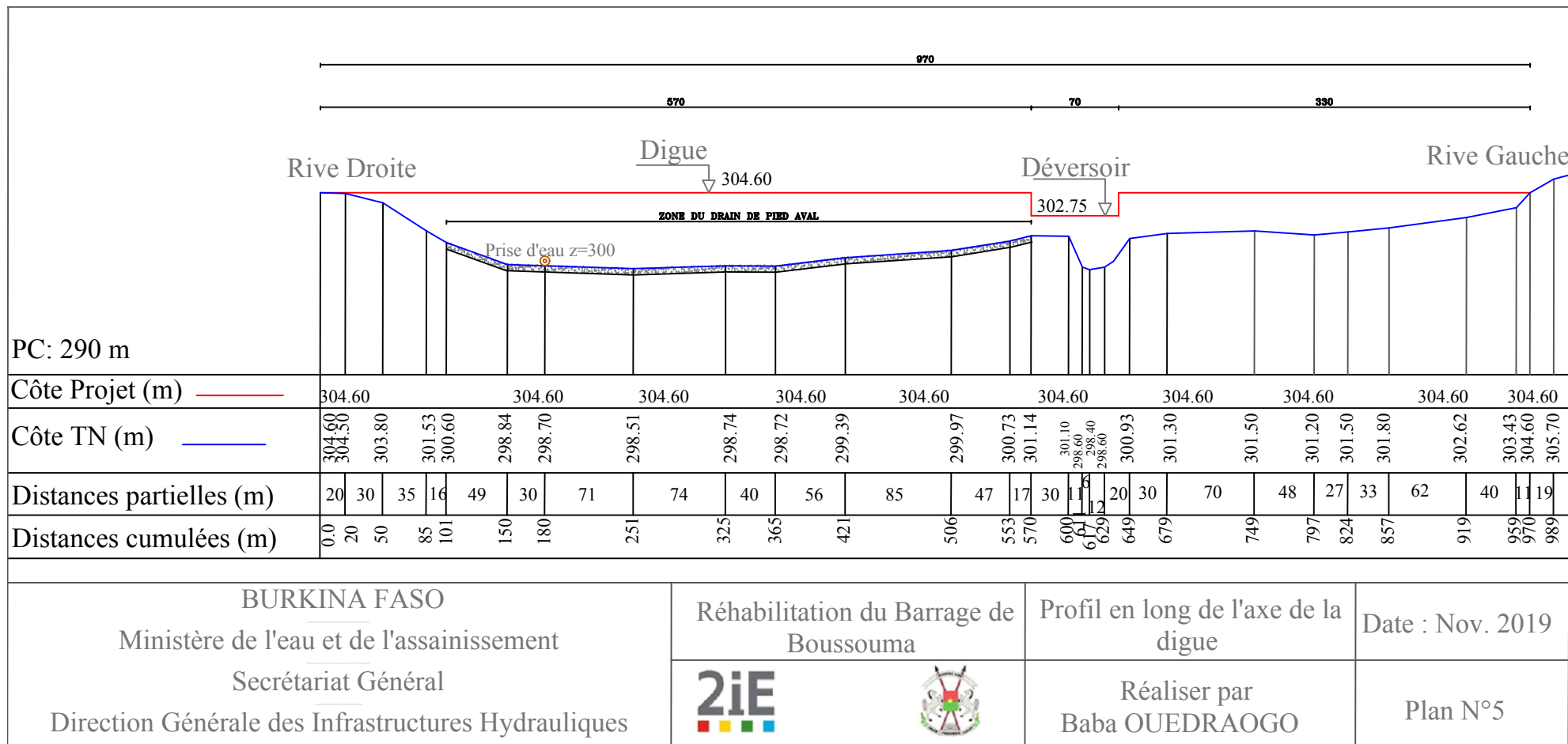
Date: Nov. 2019

Plan N°3

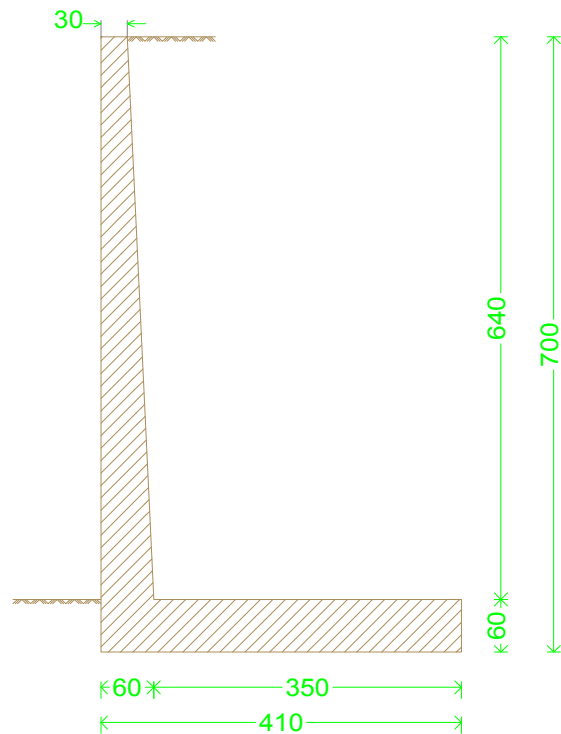
Vue en plan et
Coupe de l'ouvrage de prise



BURKINA FASO Ministère de l'eau et de l'assainissement Secrétariat Général Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques	Réhabilitation du Barrage de BOUSSOUMA	Coupe transversale de l'évacuateur de crue	Date : Nov. 2019
	2iE 	Réaliser par Baba OUEDRAOGO	Plan N°4



Géométrie



Mur_Boussouma

Norme: BAEL-91 (R-99) (France)

Béton: B25

Acier des barres: Fe E500

Type de fissuration: Préjudiciable

Enrobage sur le parement avant: 3.0 cm

Enrobage sur le parement arrière: 3.0 cm

Enrobage supérieur de la fondation: 5.0 cm

Enrobage inférieur de la fondation: 5.0 cm

Enrobage latéral de la fondation: 7.0 cm

Dimension du plus gros granulat: 30 mm

Échelle: 1:100

Mur Armature

