



ETUDES TECHNIQUES DETAILLEES POUR LA REALISATION DU BARRAGE DE BANWALY DANS LE DEPARTEMENT DE PADEMA , PROVINCE DU HOUET, AU BURKINA FASO

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE **MASTER D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT** OPTION : **GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE**

Présenté et soutenu publiquement le 30 Juin 2018 par

SAWADOGO Sombewendin Patrick

Travaux dirigés par

Mr. Moussa LO

Enseignant à 2iE

Département Génie Civil et Hydraulique

Et

WANDAOGO Mahamoudou

Ingénieur Génie Rural, BERA

Jury d'évaluation du stage :

Président : : Dr. Abdou LAWANE

Membres et correcteurs : Mr. Moussa Diagne FAYE

Mr. Césaire HEMA

Mr. Moussa LO

Promotion [2017/1018]

DEDICACE

Je dédie ce travail :

- A mon regretté père, FEU SAWADOGO Ambroise partis trop tôt mais demeure toujours dans mon cœur.
- A ma mère SAWADOGO Bernadette pour ces différents encouragements.
- A mes Frères et sœurs qui m'ont soutenu tout au long de mes études.

REMERCIEMENTS

J'adresse aussi mes sincères remerciements à :

- Monsieur TRAORE Yacouba S, Directeur du Bureau d'études « BERA » de m'avoir donné l'opportunité de réaliser mon stage dans sa structure.
- Monsieur VOKOUMA T. Arthur, chef de service hydraulique agricole et urbaine de m'avoir fait profiter de ses connaissances et expériences dans le domaine des barrages.
- A mes encadreurs de stage Mr. WANDAOGO Mahamoudou et Mr LO Moussa pour les précieux conseils, et leur disponibilité tout au long de mon stage.
- A l'ensemble du corps professoral et administratif de l'institut 2iE, plus particulièrement à tous ceux qui ont contribué à ma formation.
- A l'ensemble du personnel de BERA, pour l'accueil et le soutiens tout au long de mon stage

RESUME

Ce présent mémoire présente les résultats des études techniques de réalisation du barrage à but hydroagricole de Banwaly (Padéma). Le barrage de Banwaly est situé à l'exutoire d'un bassin versant de 3164 km² pouvant apporter en année moyenne un volume de 387 342 891 m³. Il occupera une superficie de 21 545 ha avec un volume stockable de 107 728 300 m³ au Plan d'Eau Normal (P.E.N). Son dimensionnement à l'issue de notre étude se présente comme suit :

La digue, calée à la cote 287,5 m est en remblai homogène argileux avec un couronnement latéritique. Elle a une longueur de 1700 m y compris le déversoir et une largeur en crête de 6 m. Elle a une hauteur maximale de 14,5 m avec des talus amont et aval de pentes 1V/2,5H.

Le déversoir de 315 m de long occupe une position semi latéral à la rive gauche, il est de type poids et conçu pour évacuer un débit d'une période de retour de 5 000 ans de 1354,68 m³/s. il est calée à la cote 284 et à l'aval se trouve un bassin de dissipation à ressaut de type II.

Une conduite de prise à la côte 281 m permettra d'irriguer un périmètre situé à l'aval d'une superficie prévu de 2 000 ha. La conduite aura un diamètre de 1200 mm.

Le coût de la réalisation du barrage est estimé à **8 813 224 627 FCFA**.

Mots clés

1. **Barrage**
2. **Banwaly**
3. **Bassin versant**
4. **Irrigation**
5. **Déversoir poids**

ABSTRACT

This document presents the results of the technical studies for the construction of hydro-agricultural dam of Banwaly (Padéma). The Banwaly's dam is located at the outlet of a catchment area of 3164 sq. km that can bring in a volume of 387 342 891 m³ in the average year. It will occupy an area of 21,545 ha with a storable volume of 107,728,300 m³ at the Normal Water Plan. Its sizing at the end of our study is as follows:

The dike, wedge to the coast 287,5, is a homogeneous clay backfill with lateritic coronation. It has a length of 1700 m including the weir and a crest width of 6 m. It has a maximum height of 14,5 m with slopes upstream and downstream slopes of 1V / 2,5H.

The 315 m long spillway occupies a semi-lateral position on the left bank; it is of the weight type, designed to evacuate a flow with a return period of 5,000 years of 1354,68 m³/s. it is wedge to the coast 284 and to the downstream is a dissipation bassin of type II.

drain pipe to the coast 281 m will irrigate a perimeter downstream area of 2 000 ha, the pipe will have a diameter of 1200 mm. The estimated cost of the dam's realization is **8 813 224 627** FCFA.

Key words

1. Dam
2. Banwaly
3. Watershed
4. Irrigation
5. Weir weight

LISTE DES ABREVIATIONS

BERA : Bureau d'Etudes et de Recherches Appliquées

CIEH : Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques

CEMAGREF : Centre du Machinisme Agricole du Génie Rural des Eaux et des Forêts.

EIER : Ecole Inter-Etat des Ingénieurs de l'Equipement Rural

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

FIT : Front Intertropical

INSD : Institut National de la statistique et de la Démographie

MEA : Ministère de l'Eau et de l'Assainissement

ORSTOM : Office de la Recherche Scientifique et Technologique Outre-Mer

PEN : Plan d'Eau Normal

PHE : Plus Haute Eaux

P₁₀ : Pluie journalière décennale humide

P₁₀₀ : Pluie journalière centennale humide

TN : Terrain Naturel

PCD : Plan Communal de Développement

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1 : Indice de pente	9
Tableau 2:Equation de détermination de Kr10 par la méthode de PUECH.....	12
Tableau 3:Période de retour	13
Tableau 4:Fruit indicatif des talus des barrages stables	24
Tableau 5: Coordonnées de points de références	32
Tableau 6:Caractéristiques des données pluviométriques de la station de Béréba:	33
Tableau 7:Analyses des séries de pluies annuelles à la station de Béréba.....	33
Tableau 8:Analyses des séries de pluies maximales journalières à la station Béréba.....	34
Tableau 9:Synthèse des pluies annuelles et journalières maximales journalières à Béréba	35
Tableau 10:Caractéristiques du bassin versant.....	35
Tableau 11:Autres caractéristique du bassin versant	37
Tableau 12:Débit centennal par la méthode ORSTOM et CIEH	38
Tableau 13:Débit par la méthode de Gradex.....	38
Tableau 14:Comparaison du bassin versant de Samendéni et Banwaly	38
Tableau 15:Affinité entre les débit de Samendéni et Banwaly	39
Tableau 16:Apports en années sèche	40
Tableau 17:Estimation des besoins	42
Tableau 18:Pertes par évaporation et par infiltration	43
Tableau 19: Estimation du volume des sédiments	43
Tableau 20: Caractéristiques de la digue.....	45
Tableau 21:Laminage des crues	47
Tableau 22: Stabilité du déversoir.....	47
Tableau 23:Caractéristiques géométriques du mur bajoyer	48
Tableau 24:Caractéristiques du bassin de dissipation	49
Tableau 25: caractéristiques des diguettes de protection	50

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Localisation de la commune de Padéma.....	3
Figure 2 : Carte des sol de Padéma	4
Figure 3: Représentation des forces sur le déversoir.....	27
Figure 4: Bassin versant alimentant le barrage de Banwaly	36
Figure 5: Bassin versant de Banwaly et Samendéni.....	39
Figure 6: Courbe d'exploitation de la retenue	44
Figure 7: représentation de la ligne phréatique	45
Figure 8: Cercle de glissement des talus	46
Figure 9: coupe transversale du mur bajoyer	49
Figure 10: bassin de dissipation et déversoir	50
Figure 11: temps de vidange	82

LISTE DES GRAPHIQUES

Graphique 1: Analyse statistique des données pluviométrique annuelle de Béréba	34
Graphique 2: Analyse des données pluviométrique journalière de Béréba	35
Graphique 3: Courbe Hypsométrique du bassin versant	36
Graphique 4: Hydrogramme des crues	40
Graphique 5: Courbe Hauteur – Volume	41
Graphique 6: Courbe Hauteur – Surface	41

TABLE DES MATIERES

Table des matières

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT	iv
LISTE DES ABREVIATIONS	v
LISTE DES TABLEAUX.....	vi
I. INTRODUCTION	1
II. Objectif de l'étude	2
II.1. Objectif général	2
II.2. Objectifs spécifiques.....	2
II.3. Résultats attendus	2
III. Présentation de la zone d'étude	2
III.1 Situation géographique	2
III.2. Caractéristiques physiques et naturelles	3
III.3. Géologie.....	5
III.4. Hydrographie	6
III.5. Le régime climatique	6
IV. METHODOLOGIE.....	7
IV.1.1. Recherche bibliographique et collecte de données.....	7
IV.1.2. Les études topographiques.....	7
IV.1.3. Les études géotechniques	7
IV.1.4. Etude pluviométrique	7
IV.1.5. Etudes hydrologiques	8
IV.1.5.1. Caractéristiques du bassin versant.....	8
IV.1.5.2. Période de retour	13
IV.1.5.3. Détermination de la crue de projet	13
IV.1.5.4. Hydrogramme des crues	18
IV.1.5.5. La crue de rupture.....	18
IV.1.5.6. Etude des apports d'eau du bassin versant	19
IV.1.6. Etude de la cuvette.....	19
IV.1.6.1. Courbe Hauteur Volume	19
IV.1.6.2. Calage du Plan d'Eau Normal	20

IV.1.6.3.	Lame d'eau déversante	20
IV.1.6.4.	Calage du PHE	20
IV.1.6.5.	Evaluation des besoins en eau	20
IV.1.6.6.	Evaluation des pertes	21
IV.1.6.7.	La courbe d'exploitation	22
IV.1.6.8.	Laminage de crue	23
IV.1.7.	Conception général du barrage	23
IV.1.7.1.	Etude de la digue	23
IV.1.7.2.	Evacuateur de crue	26
IV.1.8.	Etude de stabilité	26
IV.1.8.1.	Déversoir	26
IV.1.8.2.	Mur bajoyer	29
IV.1.9.	Le bassin de dissipation	29
IV.1.10.	Le chenal d'évacuation	30
IV.1.11.	Ouvrage de prise et de vidange.....	30
IV.1.12.	Jonction digue déversoir	31
V.	RESULTATS ET DISCUSSION	32
V.1.	Etude Topographique	32
V.2.	Etudes géotechniques	32
V.3.	Etude pluviométrique	33
V.4.	Etude hydrologique.....	35
V.4.1.	Caractéristiques physique et géomorphologique du bassin versant	35
V.4.2.	La courbe hypsométrique	36
V.4.3.	Autres caractéristiques du bassin	37
V.4.4.	Période de retour	37
V.4.5.	Débit du projet.....	38
V.4.6.	Hydrogramme de crue	39
V.4.7.	Crue de rupture	40
V.4.8.	Apports liquide du bassin versant	40
V.5.	Etude de la cuvette.....	40
V.5.1.	Courbe Hauteur Volume et Hauteur Surface	40
V.5.1.	Caractéristiques de la cuvette au PEN et au PHE	42
V.5.2.	Evaluation des besoins en eau	42
V.5.3.1.	Besoins agricoles :	42
V.5.3.2.	Besoins pastoraux :	42

V.5.3.3. Besoins humains :	42
V.5.3. Evaluation des pertes.....	42
V.5.4.1. Pertes par évaporation et pertes par infiltration	42
V.5.4.2. Les dépôts solides	43
V.5.4. Courbe d'exploitation.....	43
V.6. Conception et dimensionnement du barrage	44
V.6.1. Digue	44
V.6.1.1. Stabilité des pentes de la digue	46
V.6.2. Evacuateur de crue	46
V.6.2.1. Position du déversoir.....	46
V.6.2.2. Laminage des crues	47
V.6.2.3. Etude de stabilité.....	47
V.6.3. Bassin de dissipation et chenal d'évacuation	49
V.6.4. Diguettes de protection.....	50
V.6.5. Ouvrage de prise et de vidange	51
V.6.6. Jonction digue déversoir.....	51
V.6.7. Disposition d'auscultation et surveillance du barrage.....	51
CONCLUSION	53
RECOMMANDATIONS.....	53
BILIOGRAPHIE.....	54
ANNEXES	55

I. INTRODUCTION

La mobilisation des eaux de surface constitue une préoccupation majeure pour les pays ouest africains et plus particulièrement les pays sahéliens où la pluviométrie est relativement faible et avec une mauvaise répartition dans le temps et dans l'espace.

Le Burkina Faso, pays enclavé de la zone soudano-sahélienne subit les aléas pluviométriques associés aux phénomènes de changements climatiques récurrents qui entraînent pour les populations des zones rurales de lourds handicaps pour l'élevage, l'agriculture de contre-saison et certaines activités liées à l'eau. Les autorités ont donc entrepris un vaste programme de construction de plusieurs retenues et l'aménagements de périmètres en aval de certains ouvrages.

C'est dans ce sens que le Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA) conformément à la politique nationale du gouvernement, envisage à travers la Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques, la construction de barrages dans diverses régions du Burkina Faso.

Parmi ces barrages figure celui de Banwaly, situé dans le département de Padéma ; un barrage à but hydro agricole. Ce projet de réalisation du barrage vise à accroître les capacités de production agricole, pastorale et piscicole du pays

Ce présent rapport dont le thème s'intitule : « Etudes techniques pour la réalisation du barrage de Banwaly dans le département de Padéma, province du Houet, au Burkina Faso » retrace l'ensemble des travaux que nous avons menés tout au long de la durée de notre stage.

Dans un premier temps, nous ferons une présentation de la zone du projet. Ensuite nous aborderons la démarche méthodologique, et présenterons les matériels utilisés ; et enfin nous présenterons nos résultats suivis de discussion, une conclusion et des recommandations.

II. Objectif de l'étude

II.1. Objectif général

L'objectif général de ce présent rapport est d'établir un dossier technique pour la réalisation du barrage de Banwaly (commune de Padéma).

II.2. Objectifs spécifiques

Les objectifs spécifiques se présentent comme suit :

- Produire une synthèse des études de base ;
- Faire l'étude hydrologique et définir le débit de projet ;
- Faire la conception et le dimensionnement des ouvrages ;
- Produire un devis quantitatif et estimatif des ouvrages à réaliser.

II.3. Résultats attendus

Les résultats attendus se présentent comme suit :

- Une synthèse des études de base sont produites ;
- L'étude hydrologiques est faite et le débit du projet est défini ;
- La conception et le dimensionnement des ouvrages sont faites ;
- Un devis quantitatif et estimatif des ouvrages sont produits.

III. Présentation de la zone d'étude

III.1 Situation géographique

La commune de PADEMA est l'une des 13 communes que compte la province du Houet. Elle se situe au nord-est de cette province, dans le bassin versant du fleuve Mouhoun et couvre une superficie de 1010 km² (INSD, 2009). Padéma, chef-lieu de la commune rurale du même nom est à environ 75 km de Bobo-Dioulasso et de 37 km de la nationale n°9, axe Bobo-frontière Mali.

Elle est limitée :

- Au nord par la commune de Solenzo ;
- A l'ouest par celle de Kouka toutes deux situées dans la province de Banwa, dans la région de la Boucle du Mouhoun ;
- Au sud par la commune de Bama ;
- A l'est par la commune de Satiri ;

- Au sud-ouest par la commune de Koundougou

Le site retenu pour la réalisation du barrage se situe au village de Banwaly. Les coordonnées GPS du site (exutoire) sont :

Longitude : 4°12'19"W

Latitude : 11°47'3"N

La figure ci-dessous nous renseigne sur la localisation du site du projet

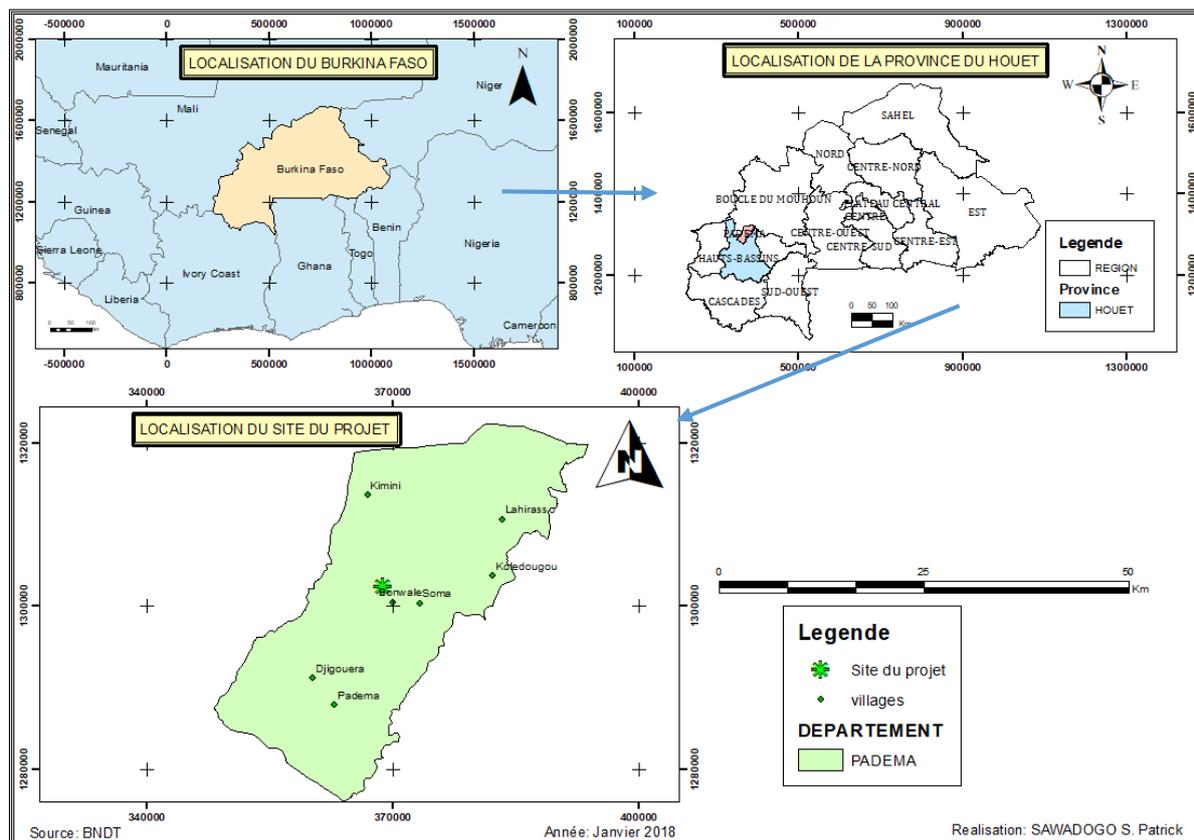


Figure 1 : Localisation de la commune de Padéma

III.2. Caractéristiques physiques et naturelles

❖ Caractéristiques biophysiques du sol

Au plan pédologique, on rencontre cinq (05) principaux types de sols dans la commune de Padéma :

- **Sols ferrugineux tropicaux lessivés** : ce sont des sols limoneux sableux, gravillonnaires, ses sols sont pratiquement sans profondeur et sans nutriments ;
- **Les sols sablo argileux** qui sont généralement utilisés pour les cultures du coton, du sorgho et de mil ;

- **Sols sableux** : ce sont des sols dont la composante granulométrique essentielle est le sable. Le mil, le niébé, le sésame et l’arachide sont les cultures implantées ;
- **Les sols argileux** : sont des sols lourds de bas-fonds surtout aptes pour la culture de riz.
- **Sols gravillonnaires** : Difficilement exploitables, ils ne sont mis en culture que par manque d’espace cultivable (parce qu’ayant une faible valeur agronomique) ; ils servent aussi de zones de parcours et de pâturage pour le bétail.

La figure ci-dessous nous donne la nature des sols de la zone d’étude

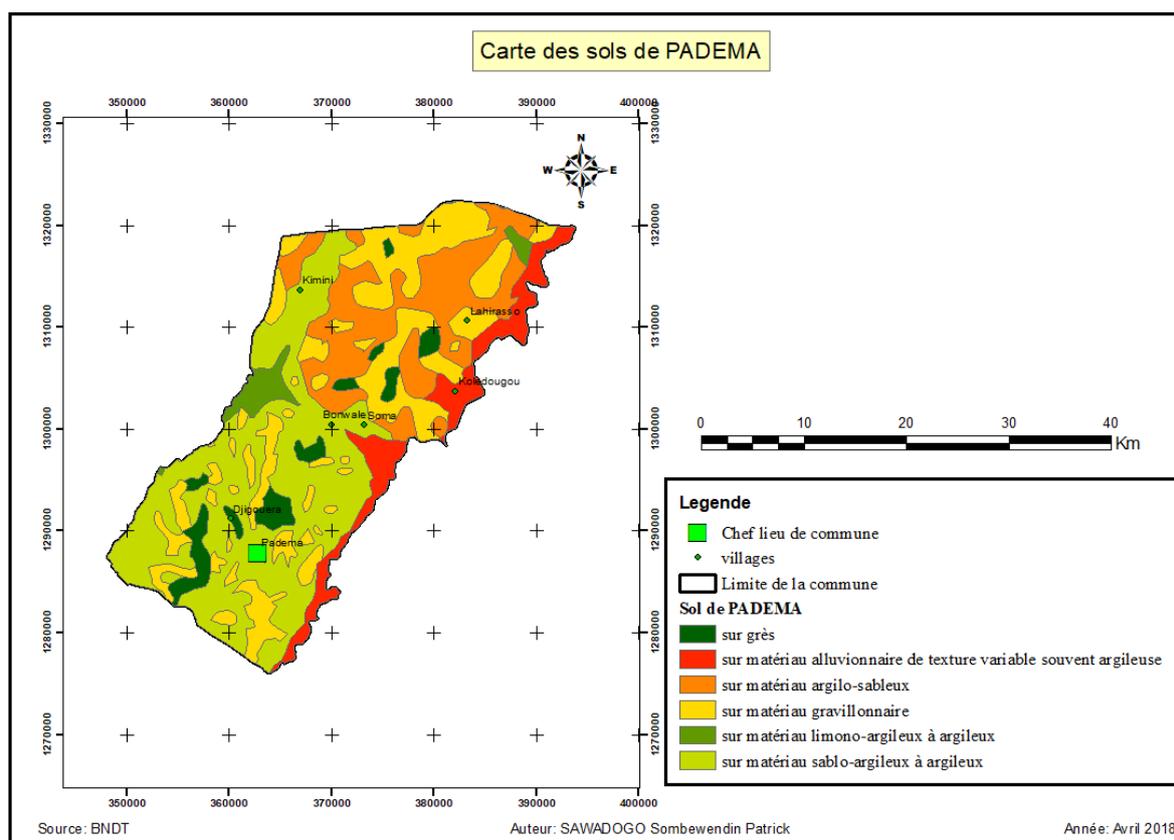


Figure 2 : Carte des sol de Padéma

❖ Végétation

La commune urbaine de Padéma est située dans le territoire phytogéographique nord-soudanien (Guinko, 1984), où se définissent quatre (04) types de formation végétale à savoir une savane arborée à boisée, une savane arborée à arbustive, une savane arborée et une formation mixte des vallées associées aux cultures.

Dans cette diversité de formations végétales, les espèces ligneuses les plus fréquentes sont entre autres : *Parkia biglobosa* ; *Anogeissus leiocarpus* ; *Acacia seyal*; *Isoberlinia doka*; *Vitellaria paradoxa*, *Tamarindus Indica*, *Detarium microcarpum*, *Lannea microcarpa* et *Lannea acida*

❖ Relief et géomorphologie

Le relief de l'espace communal de Padéma comprend des collines et des buttes, des plateaux des plaines et des dépressions appelées bas-fonds(PCD, 2014).

Les collines et les buttes cuirassées se dressent en bandes, du nord au sud de la commune. Elles sont entrecoupées par endroit de plateaux occupés par les villages. Les plateaux occupent la majeure partie de la commune avec une altitude variant entre 280 et 440 mètres. Ils laissent apparaître par endroit des dépressions communément appelées bas-fonds ou s'encaissent des cours d'eau. Les buttes cuirassées, les collines et les hauts plateaux constituent des zones de pâturage pour les animaux, des sites d'approvisionnement en bois de chauffe et en moellons.

Une plaine alluviale s'étant de la zone de Kolédougou à Lahirasso. Elle est souvent inondée par les eaux du fleuve Mouhoun en période de crue. Les plateaux, les basfonds et les plaines sont des zones où se mènent les activités agricoles.

Face aux besoins de plus en plus croissant et à la rareté des terres agricoles, les flancs des collines sont aménagés et des terres dénudées font l'objet de récupération.

III.3. Géologie

Du point de vue géologique, on distingue globalement dans la région de l'Ouest du pays trois grands ensembles :

- Le socle avec des formations cristallines et métamorphiques d'âge précambrien inférieur (Antébirrimien) ou moyen (Birrimien) situé à l'Est.
- A l'Ouest, le bassin sédimentaire avec des formations à dominance gréseuse d'âge précambrien supérieur (Précambrien A).
- Les formations récentes (Tertiaire et Quaternaire)

Elles sont représentées par :

- Le complexe fluvio-lacustre du Continental Terminal ;
- Les alluvions de fond de vallées peu épaisses (graviers recouverts de limons argilo-sableux du Quaternaire) ;
- Le recouvrement latéritique.

Dans la zone d'étude proprement dite, on note essentiellement les calcaires-dolomies des formations sédimentaires de la vallée du Mouhoun, qu'encadrent de part et d'autre les diverses formations gréseuses.

III.4. Hydrographie

Le réseau hydrographique de la commune de Padéma s'organise autour du cours d'eau Siou un affluent du Mouhoun. La rivière Siou prend sa source à 70 km, au Sud-ouest de la ville de Bobo-Dioulasso, à environ 500m d'altitude (PCD, 2014). Dans la zone des études le Mouhoun reçoit en plus du Siou, à gauche, qui traverse le terroir de Banwaly, deux autres affluents : le Levessa et Sanioro, à droite, qui traversent l'un la forêt classée de la mare aux hippopotames, l'autre le terroir de Bossora.

III.5. Le régime climatique

La commune se trouve dans la zone climatique soudanienne avec une pluviométrie qui peut atteindre 1 000 mn et caractérisée par deux saisons (PCD, 2014):

- Une saison des pluies qui dure de juin à octobre, avec un pic observé au cours des mois de juillet et Aout. La saison des pluies est irrégulière d'une année à une autre. Les précipitations sont très irrégulièrement réparties aussi bien dans l'espace que dans le temps. Les averses sont les plus souvent accompagnées de vents.
- Une saison sèche relativement longue qui vas de novembre à mai. Pendant la période froide (décembre – Janvier), la zone est soumise au régime de l'alizé continental encore appelé harmattan. Ce vent à un effet desséchant qui accentue en avril l'effet des températures élevées pouvant atteindre 38°C.

L'irrégularité des pluies, leurs mauvaises répartitions dans le temps et dans l'espace et la baisse de la pluviométrie de façon générale constituent les facteurs limitants pour les activités agro-sylvo-pastorale.

IV. METHODOLOGIE

Notre étude se base sur une méthodologie s'établissant comme suit :

IV.1.1. Recherche bibliographique et collecte de données

Elle a consisté à consulter les documents comme les anciens rapports d'études de barrages, les livres, les cartes, les cours à la bibliothèque et sur internet au sujet de l'étude de conception et de dimensionnement des barrages et aussi des visites de terrain.

IV.1.2. Les études topographiques

Les travaux topographiques ont porté sur la mise en place d'une polygonale de base sur l'ensemble du site servant d'ossature aux levés de détails qui permettra l'établissement :

- du plan d'ensemble du site du barrage ;
- du profil en long de l'axe de la digue.

Le logiciel **COVADIS 2007** sera utilisé pour le tracé des différents profils.

IV.1.3. Les études géotechniques

Des travaux de reconnaissance géotechnique ont été menés pour identifier le sol de la fondation de l'axe du barrage et rechercher des emprunts de matériaux de construction (matériau de remblai compacté, sable, gravier, agrégats de béton et moellons).

IV.1.4. Etude pluviométrique

L'analyse des pluies a été faite à partir des données pluviométriques recueillies à la station de Béréba. Nous avons utilisé le logiciel **Hyfran plus** pour déterminer les quantiles correspondants à des périodes de retour données avec un niveau de confiance de 95%.

L'ajustement des pluies annuelles moyennes a été fait par la lois de GAUSS, sur un échantillon de 37 valeurs de 1980 à 2016. Sa fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^x e^{-\frac{u^2}{2}} du$$

Avec $u = \frac{x-\bar{x}}{s}$; la variable réduite ; cette lois présente deux paramètres qui sont : la moyenne \bar{x} et l'écart type s

Celle des pluies maximales journalières a été faite par la lois de GUMBEL sur de 37 valeurs de 1980 à 2016. Sa fonction de répartition est la suivante :

$$F(x) = e^{-e^{-a(x-x_0)}}$$

Avec :

- x_0 : le paramètre de position ; $\frac{1}{a}$: paramètre d'échelle

IV.1.5. Etudes hydrologiques

IV.1.5.1. Caractéristiques du bassin versant

✚ La taille du bassin et sa morphologie

La détermination des caractéristiques morphologiques du bassin versant alimentant le barrage de Banwaly a été réalisée à partir des modèles numériques de terrain. Ensuite les données ont été traitées avec le logiciel **Arc GIS 10.4**. Nous avons ainsi pu définir, la surface qui a permis de déterminer la taille du bassin et la forme du bassin qui a permis de déterminer le type de réseau hydrographique auquel appartient notre bassin.

✚ La pente longitudinale

Elle influe de manière notable sur les débits de crues en augmentant ou en diminuant les vitesses de ruissellement suivant que la pente est forte ou faible.

La détermination exacte de la pente est délicate en raison des variations à travers tous le bassin versant. Dans notre cas nous allons tracer le profil en long du cours d'eau principal et faire le rapport entre la différence de l'altitude la plus élevée et celle la plus basse et la longueur du cours d'eau.

$$I (\text{‰}) = \frac{\Delta H}{Lc}$$

Avec :

ΔH : la différence d'altitude

Lc : longueur du cours d'eau principal

Les expériences de ORSTOM faites par RODIER et AUVREY en 1965 et reprises par RODIER en 1996 ont permis de définir les indices de pentes de bassins versant et de déterminer leur classification comme présenté dans le tableau ci-dessus.

Tableau 1 : Indice de pente

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

Source : Maîtrise des crues dans les bas-fonds, petits et micro barrages en Afrique de l'Ouest. (P. 354 et 355)

La perméabilité du sol

Nous allons utiliser la carte géologique du Burkina Faso pour identifier les différents types de sol du bassin versant.

Après avoir identifié la nature du sol du bassin versant de Banwaly nous allons le classer suivant la classification de Rodier et Auvrey.

- ✦ P1 ou PI : Bassin rigoureusement imperméable ;
- ✦ P2 ou I : bassin imperméable avec quelques zones perméables de faibles étendues ;
- ✦ P3 ou RI : bassin relativement imperméable avec des zones perméables d'étendu.
- ✦ P4 ou P : bassin perméable, sols sableux sans pellicule ou avec un couvert végétal de graminées ;
- ✦ P5 ou TP : bassin très perméable, sables éoliens, sables sans pellicules et sans végétation.

Sources : manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahéliennes et tropicale sèche page 12.

L'indice de compacité de gravelus

Cet indice est aussi appelé coefficient de forme et correspond au rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même forme.

$$Ic = 0,28 * \frac{P}{S^{0.5}}$$

Avec

- P (km)	: Périmètre du bassin
- S (km ²)	: Surface du bassin
- Pour un bassin versant de forme allongée, Ic > 1	
- Pour un bassin versant de forme arrondie, Ic ≤ 1	

✚ La longueur du rectangle équivalent

C'est un rectangle qui a la même superficie, même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant étudié. Sa longueur est calculée par la relation

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

Avec

- L_{eq} (km) : Longueur du rectangle équivalent
- P (km) : Périmètre du bassin
- S (km²) : Surface du bassin

✚ La courbe hypsométrique

Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction des altitudes.

✚ La densité de drainage

C'est le rapport à la superficie d'un bassin versant, de la longueur totale des cours d'eau de tous ordres. Elle est donnée par la formule suivante :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

Avec

- $\sum L_i$ (km) : Longueur totale des cours d'eau
- S (km²) : Surface du bassin

✚ L'indice de pente global

L'indice global de pente caractérise le relief du bassin versant. Il influe de manière notable sur les débits de crues en augmentant ou en diminuant les vitesses de ruissellement suivant que la pente soit forte ou faible. Il est défini par la formule

$$I_g \text{ (m/km)} = \frac{D}{L}$$

Avec :

- I_g (m/km) : Indice global de pente du bassin versant
- D (m) : Dénivelée séparant les altitudes ayant approximativement 5% et 95% de la surface du bassin au-dessus d'elles
- L (km) : Longueur du rectangle équivalent

✚ Indice global de pente corrigé

On le calcul lorsque la pente transversale est trop différente de la pente longitudinale. Il est défini par la formule suivante :

$$I_{g_{cor}} = \frac{(n - 1) * I_g + IT}{n}$$

Où

n =	2	Pour L < 5km
	3	5km < L < 25 km
	4	25km < L < 50 km
	5	50 km < L

Avec :

- ✦ n : Coefficient fonction de la longueur du rectangle équivalent
- ✦ I_g (m/km) : Indice de pente globale
- ✦ IT (m/km) : Pente transversale
- ✦ $I_{g_{cor}}$ (m/km) : Indice de pente corrigé

✚ La dénivelée spécifique

C'est le produit de l'indice de pente global (I_g) par la racine carrée de la superficie du bassin.

$$D_s = I_g * \sqrt{S}$$

Avec

- I_g (m/km) : indice de pente global
- S (km²) : Surface du bassin

En fonction de D_s on peut distinguer différentes classes de relief

Relief faible	:	$D_s < 50 m$
Relief modéré	:	$50 m < D_s < 100 m$
Relief fort	:	$100 m < D_s$

✚ Le coefficient de ruissèlement décennal (Kr10)

Pour un évènement pluie-débit, c'est le rapport du volume de ruissèlement au volume précipité. Ce coefficient est très difficile à estimer et son évaluation se base sur des critères relativement subjectifs. Plusieurs méthodes peuvent être utilisées pour la détermination du coefficient Kr10.

- La méthode CIEH de PUECH et CHABI-GONNI

Cette méthode est fonction de la zone climatique et du substrat, et utilise des résultats des régressions obtenues sur la base du substrat géologique et de la précipitation annuelle. L'évolution de Kr₁₀ (%) en fonction de la géologie et de la pluie annuelle déterminée par la méthode de PUCH et CHABI-GONNI en 1983, est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 2:Equation de détermination de Kr10 par la méthode de PUECH

Catégorie	Formule
Granites	$K_1 = 2300P_{an}^{-0.67}$
Grès	$K_2 = 300P_{an}^{-0.375}$
Sables	$K_3 = 2,10^7 P_{an}^{-2.2}$
Argile + marnes	$K_4 = 300P_{an}^{-0.3}$
Schistes	$K_5 = 370P_{an}^{-0.375}$

Source : crues et apports ; manuelle pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropical sèche. Bulletin de la FAO CEMAGREF- CIEH : 1996, page 69.

$$K_{r10} = \sum_{i=1}^5 a_i K_i$$

Avec $a_i = \%$ de sol de type i

- La méthode ORSTOM de détermination de KR10

Cette méthode permet par ajustement des courbes kr70 et kr100 en fonction de la zone climatique, de la superficie du bassin versant, de la perméabilité du sol et l'indice global de pente Ig de calculer kr₁₀ par ajustement des courbes kr₇₀ et kr₁₀₀.

Pour une précipitation décennale ponctuelle P₁₀ différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissèlement kr₁₀ est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de kr₇₀ et kr₁₀₀. Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide des courbes empiriques ou à partir des équations analytiques des formes générales présentées ci-dessous.

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

Avec :

- kr_{10} (%) : Coefficient de ruissellement décennal
- kr_{100} (%) : Coefficient de ruissellement centennal
- S (km²) : Surface du bassin versant
- ✚ **Coefficient de pointe (α_{10})**

C'est le rapport du débit maximum ruisselé au débit moyen. Il est défini par la relation

$$\alpha_{10} = \frac{Qr_{10}}{Qm_{10}}$$

On admet que α_{10} est voisin de 2,6 quelle que soit la superficie du bassin.

IV.1.5.2. Période de retour

Pour un dimensionnement allant dans le sens de la sécurité, G DEGOUTTE (1997) recommande le choix de la durée de retour de la crue de projet suivant les situations suivantes

Tableau 3: Période de retour

$H^2\sqrt{V}$	<5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	>700
Période de retour (années)	100	500	1 000	5 000	10 000

Source : Petits barrage : recommandation pour la conception, la réalisation et le suivi. G. DEGOUTTE 1997. Page 25

H : hauteur du barrage (m)

V : volume de la retenue (hm³)

IV.1.5.3. Détermination de la crue de projet

La crue, caractérisée par un débit de fréquence rare, exprime une augmentation instantanée du volume d'eau qui transite par le cours d'eau. La crue de projet adoptée est celle que l'ouvrage doit être capable d'évacuer sans dommages ; afin de se mettre dans une plus grande sécurité, le barrage de Banwaly sera dimensionné pour évacuer la crue cinquiennale c'est-à-dire la crue susceptible de se produire une fois tous les 5000 ans.

Le cours d'eau à barrer n'étant pas suivi au point de vue hydrologique, la détermination des débits de crue se fera par la méthode déterministe de l'ORSTOM, de AUVREY et RODIER et de la méthode de régression linéaires de Puech et Chabi ou CIEH. Nous appliquerons également la méthode de détermination du débit décennal par la méthode de Gradex basée sur la distribution de Gumbel.

✚ Pluie journalière décennale P10 et centennale Journalière P100

La pluie journalière décennale P₁₀ et centennale journalière P₁₀₀ ont été déterminées à partir des séries pluviométriques de la station de Béréba par les méthodes d'ajustement statistiques.

✚ Coefficient d'abattement

La précipitation moyenne décennale sur le bassin versant P_{m10}, est obtenue en multipliant la hauteur de précipitation ponctuelle P₁₀ par le coefficient d'abattement A, déterminée par l'équation simplifiée de Villaume en 1974.

$$Pm_{10} = A * P_{10}$$

Avec : $A = 1 - \left(\frac{162 - 0.042 * P_{an}}{1000} \right) * \log(S)$

- ✚ A : Coefficient d'abattement
- ✚ P_{m10} (mm) : Précipitation moyenne décennale
- ✚ P₁₀ (mm) : Précipitation maximale décennale
- ✚ S (km²) : Superficie du bassin versant

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

Le temps de base et le temps de montée des eaux à l'exutoire du barrage sont également déduits des abaques de la méthode d'Auvrey et de Rodier (cf. crue et apport, manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versant non jaugé de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche. FAO CEMAGREF ORSTOM CIEH : 1996 pages 45 à 52).

- **Temps de base (Tb)**

En zone tropical sèche, le temps de base est donné par : $Tb = a * S^{0,36} + b$ (Cheick list 2d) les coefficients a et b sont des paramètres fonction de l'indice global pente, de la perméabilité et de la zone d'appartenance climatique du bassin versant.

Dans notre cas le temps de base a été obtenu en prenant la valeur de Ig correspondant à l'indice de pente du bassin versant étudié. Les coefficients utilisés pour la détermination du temps de base décennal sont consignés dans le tableau ci-dessous.

- **Temps de montée (Tm)**

En zone tropical sèche, on admet comme approximativement que le temps est égal au tiers du

temps de base, on a $Tm_{10} = \frac{1}{3} * Tb_{10}$

- ✚ **Détermination de la crue décennale par la méthode déterministe ORSTOM de AUVREY – RODIER**

Cette méthode déterministe, dite aussi méthode de RODIER et AUVREY, a été publiée dans le bulletin N°54 de la FAO « Manuel pour l'estimation des débits de crue décennales pour les bassins versants de l'Afrique sahélienne et tropicales sèche – 1996 ».

Elle a été élaboré par J. RODIER et AUVREY et s'applique à des bassins versant situé entre les isohyètes 150-200 et 1200 mm et dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'hectare et plus de 1500 km². La formule s'énonce comme suit

$$Q_{10} = m * A * kr_{10} * P_{100} * \alpha_{10} * \frac{S}{Tb_{10}}$$

Avec :

- m : coefficient majorateur prenant en compte l'état d'humectation du sol, le débit d'écoulement retardé et estimé 1.03 pour les petits bassins imperméables en zone tropical sèche,
- α_{10} : coefficient de pointe ;
- A : coefficient d'abattement de Villaume de la pluie en fonction du bassin versant ;
- Q_{10} : débit de crue décennale en m³/s ;
- kr_{10} (%) : coefficient de ruissellement de la crue décennale en décimales ;
- S : la superficie du bassin versant en km² ;
- P_{10} : pluie journalière décennale humide en mm ;
- Tb : temps de base de l'hydrogramme de crue en heures ;
- T : période de retour de la pluie considérée = 10 ans ;
- Pan : pluviométrie annuelle en mm.

- ✚ **Détermination de la crue décennale par la méthode de régressions linéaires du CIEH**

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

$$Q_{10} = a * S^s * Pan^p * ig^i * kr10^k * D_d^d$$

Avec :

- ✦ a, s, i, p, k, d sont des coefficients à déterminer
- ✦ S (km²) : la superficie du bassin
- ✦ Ig (m/km) : indice global de pente ;
- ✦ Pan (mm) : pluie annuelle moyenne ;
- ✦ kr10 (%) : coefficient de ruissellement décennal ;
- ✦ Dd (km) : est la densité de drainage ;

(la liste des paramètres à inclure dans le modèle n'est pas limitative)

(Source : crues et apports, manuel pour l'estimation des crues décennales et de apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés pour l'Afrique sahélienne et tropical sèche. Bulletin FAO N°54 CELAGRF- ORSTOM-CIEH : 1996 page 61)

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

En se basant sur les études du CIEH (C. Puech et D. Chabi Gonni) et en tenant compte des caractéristiques du bassin et de son emplacement et aussi du régime climatique de la zone, l'équation de débit décennal envisageable est la meilleur formulation la plus récente (1996) en zone climatique sahélienne, calée et validée pour une soixantaine de bassin versant du Burkina Faso, et qui s'appuie sur deux ou trois variables caractéristiques du débit, Nous utiliserons alors les équations de régression linéaires suivantes :

Les équations que nous utiliserons pour le Burkina Faso sont les suivantes :

Equation N°06 – Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S, de Dd

$$Q_{10} = 2,01 * S^{0,649} * D_d^{0,824}$$

Equation N°39 – Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S et de kr10

$$Q_{10} = 0,410 * S^{0,425} * kr_{10}^{0,923}$$

Equation N°40 – Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S, Ig, et de kr10

$$Q_{10} = 0,254 * S^{0,462} * Ig^{0,101} * kr_{10}^{0,976}$$

 La méthode du Gradex

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

supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale. Le supplément de débit se traduit par un coefficient multiplicateur C supérieur à 1.

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

coefficients proposés est de la forme : $C_{100} = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{kr_{10}}$, pour le calcul de la crue centennale.

Avec :

- ✦ C_{100} : Coefficient de passage du débit de la crue décennale à celui de la crue centennale
- ✦ P_{100} : Pluie maximale journalière centennale humide
- ✦ P_{10} : Pluie maximale journalière décennale humide
- ✦ T_b : Temps de base de la crue décennale
- ✦ kr_{10} : Coefficient de ruissellement décennal

Les débits de crues de projet s'obtiennent en multipliant le débit de crue décennal par la valeur

C_T correspondante à une période de retour de la crue.

Ainsi, on aura :

Pour la Q_{100} : on aura, $Q_{100} = C_{100} * Q_{10}$

✚ Autre méthode de Gradex

Cette autre méthode a pour but de rechercher les débits maximaux de crue pour les fréquences d'apparition rares et très rares (temps de retour de plus de 100ans). Cette méthode est intéressante car elle tient compte de l'information pluie pour compléter l'information débit.

• Détermination des temps de concentration

Plusieurs formules sont utilisées pour la détermination du temps de concentration parmi lesquelles : la formules de Kirpich, la formule de Turraza et la formule de Giandotti.

- La formule de Kirpich	$T_c = 0,01947 * L^{0,77} * I^{-0,385}$	Tc (h) : temps de concentration
- La formule de Turraza	$T_c = 1,662 * S^{0,5}$	L(m) : la longueur du talweg le plus long I (m/m) : la pente moyenne du talweg
- La formule de Giandotti	$T_c = \frac{4 * A^{0,5} + 1,5 * L}{0,8 * h^{0,5}}$	S(ha) ou A(km²) : surface du bassin versant ; h (m) : dénivelée

- **Le Gradex des pluies**

$$P_2 - p_1 = G_p * u$$

Avec

$$u = -\ln(-\ln(F))$$

$$G_p = \frac{P_2 - P_1}{-\ln(-\ln(F))}$$

- **Le Gradex des débits**

$$G_q = G_p * \frac{A}{3,6 * t_c}$$

Nous aurons par la suite une équation de droite :

$$Q_t = G_q * u + x_0$$

A partir de cette équation de droite nous pouvons déterminer les débits de toutes autre période de retour.

IV.1.5.4. Hydrogramme des crues

Il donne l'évolution de la crue au cours du temps. L'hydrogramme de la crue du projet sera un hydrogramme schématisé en trois tronçons linéaires (proposé par Grésillon, Herter et Lahaye) construit avec les temps de base et de montée déterminés à l'aide des abaques de l'ORSTOM. Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit Q_d dit débit de discontinuité et dont la valeur est fixée par la relation.

$$Q_d = \frac{2 * Q_p * (Tb_{10} - \alpha_{10} * Tm_{10})}{\alpha_{10} * (Tb_{10} - 2 * Tm_{10})}$$

Avec :

- ✦ Q_d : Débit de discontinuité (m^3/s)
- ✦ Q_p : Débit de pointe (m^3/s)
- ✦ T_b : Temps de base (min)
- ✦ T_m : Temps de montée (min)
- ✦ α_{10} : Coefficient de pointe pris égal à 2,6

IV.1.5.5. La crue de rupture

La crue de rupture est la crue qu'un barrage doit supporter dans les conditions exceptionnelles tout en présentant un fonctionnement sûr. Selon le Comité International des Grands Barrages (CIGB), la crue de rupture d'un barrage peut être approchée par la formule suivante :

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

- ✦ l = Longueur du déversoir
- ✦ L = Longueur de la digue sans déversoir
- ✦ a = Revanche total

IV.1.5.6. Etude des apports d'eau du bassin versant

On entend par apports liquides, la quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire du barrage pendant une période considérée. La formule ci-dessous permet d'estimer les apports

$$V = Ke * S * P$$

$$Ke = \frac{\text{Ecoulement}}{\text{Quantile}}$$

Avec :

- ✦ P : Pluviométrie annuelle (mm)
- ✦ S : Superficie du bassin versant km²
- ✦ k_e : Coefficient d'écoulement.

L'estimation du coefficient d'écoulement se fera par la **formule de Coutagne** ci-dessous présentée.

$$D = P - \lambda P^2$$

Avec $\lambda = \frac{1}{0.8 + 0.14 * \bar{T}}$

- ✦ P (mm): la pluviométrie moyenne annuelle
- ✦ D (mm): le déficit pluviométrique

IV.1.6. Etude de la cuvette

IV.1.6.1. Courbe Hauteur Volume

La topographie de la cuvette a été étudiée d'après le plan coté établi à l'échelle 1/2000^{ème}. Les courbes de niveau ont été fermées de la courbe ayant la cote 273 à la courbe ayant la cote 286. Le plan topographique de la cuvette a permis d'établir les courbes hauteur volume et hauteur surface. Elles donnent les différents volumes d'eau et les surfaces pour chaque courbe de niveau de la retenue projetée.

$$Vi = (S_{i-1} + S_i) * \frac{\Delta h}{2}$$

Avec

- ✦ V_i : volume d'eau entre les courbes de niveau $i - 1$ et i
- ✦ S_{i-1} : surface du plan d'eau correspondant à la courbe $i - 1$, (h_{i-1})
- ✦ S_i : surface du plan d'eau correspondant à la courbe i , (h_i)
- ✦ Δh : dénivelée entre les deux courbes de niveau $i - 1$ et i , soit $h_i - h_{i-1}$

Le volume V de la retenue correspondant à une hauteur h_i est donné par la relation suivante :

$$V = \sum V_i$$

Ainsi, en appliquant ces relations pour chaque hauteur du plan d'eau, on détermine le volume de la retenue en fonction de sa hauteur.

IV.1.6.2. Calage du Plan d'Eau Normal

Le calage du Plan Normal des Eaux permet de définir la capacité de stockage de la retenue. Il est important de tenir compte des besoins en eau mais aussi de la présence de certains éléments sur l'espace occupé par la cuvette et aussi de la topographie de la zone. Etant donnée la vocation future du barrage (hydroagricole) nous avons calée le plan d'eau de sorte à ce que le volume d'eau à stocker soit maximal même en période sèche.

IV.1.6.3. Lame d'eau déversante

La lame d'eau déversante au-dessus de seuil sera pris conformément au recommandation de (Compaoré, 1996) page 98 qui place la plage de lame d'eau ente 0,6 et 1,5 m.

IV.1.6.4. Calage du PHE

La côte du PHE est déterminée en faisant l'addition la cote PEN à la lame d'eau au-dessus du seuil.

$PHE = PEN + h$

- ✦ PHE = Plan des Hautes Eaux (m)
- ✦ PEN = Plan d'Eau Normal (m)
- ✦ h = la charge de l'eau au-dessus du seuil (m)

IV.1.6.5. Evaluation des besoins en eau

❖ Besoins en eau des cultures

L'agriculture constitue la première activité de la zone du projet. Elle est pratiquée en saison sèche et pluvieuse. Nous évaluerons les besoins en eaux en fonction de la superficie de 2 000 ha qui sera aménagée en aval du barrage. Cette évaluation se fera en fonction de la culture la

plus contraignante qui est l'oignon et les besoins bruts seront estimés partir des paramètres suivants :

- ✦ Evapotranspiration de référence (ET_o) ;
- ✦ Efficience du système d'irrigation (E) ;
- ✦ Coefficient culturaux (K_c) ;
- ✦ Besoins nets (B_n) ;
- ✦ Surface totale à irriguer (S)

Le logiciel **Cropwat** a été utilisé afin de déterminer les kc et les besoins estimés à partir de la pluie efficace, du coefficient cultural et de l'évapotranspiration de référence.

- ✦ $P_e(mm) = 0,8 * P$ si $P \geq 20$ mm et
- ✦ $P_e(mm) = P$ si $P < 20$ mm
- ✦ $B_n = K_c * ETO - P_e$
- ✦ $B_b = \frac{B_n}{e}$

❖ **Besoins pastoraux**

L'estimation des besoins en eau pour le bétail a été faite à partir de leur nombre et de leur consommation spécifique. L'enquête socioéconomique a dénombré 25 087 tête de bétail constitué de bovins, ovins/caprins, et d'asinien.

❖ **Besoins domestiques**

Le rapport socioéconomique révèle que le nombre de forage est insuffisant pour l'ensemble de la population (1/1248 personnes) et en saison sèche, bêtes et populations se retrouvent autour des plan d'eau (Rapport socio-économique de Banwaly 2009). Nous pouvons donc retenir des besoins humains de 40l/j/habitant.

IV.1.6.6. Evaluation des pertes

Le plan d'eau que constituera la retenue subira un certain nombre de perte. Leur évaluation permettra de déterminer par la suite le volume net de la retenue ou de simuler l'utilisation des eaux stockées.

✚ Perte par évaporation

Les données d'évaporation considérées sont les données recueillies au niveau de la station météorologique de Bobo-Dioulasso sur un échantillon de 37 valeurs continue de 1980 à 2016. Le passage de l'évaporation Bac A à celui d'un plan d'eau libre se fait par l'équation de conversion proposée par Bernard POUYAUD à l'issus de ses travaux sur le Lac Bam et la marre d'Oursi.

$$E_{lac}(\text{mm/jour}) = 1,664 * E_{bacA}^{0,62}$$

✚ Perte par infiltration

N'ayant pas suffisamment de données statistique sur la zone d'étude nous allons nous limiter aux valeurs usuelles utilisées au Burkina Faso. Elles correspondent à une fourchette de 1 à 3 mm/j en moyenne.

✚ Calcul des dépôts solides

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

Pour l'estimation de ces dépôts il existe plusieurs formules empiriques de calcul dont celui de CIEH-EIER – GRESILLON et GOTTSCHALK.

CIEH-EIER (GRESILLON)	$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2.2} * S^{-0,1}$	<i>D</i> :Dégradation spécifique annuelle m ³ /km ² /an <i>P</i> :Pluviometrie moyenne annuelle (mm)
GOTTSCHALK	$D = 260 * S^{-0,1}$	<i>S</i> : superficie du bassin versant (km ²)

Nous allons émettre l'hypothèse d'une décroissance à 60% les années suivantes car en réalité d'une année à l'autre, les apports de sédiments diminuent progressivement. Nous considérerons une période de vie de l'ouvrage de 50 ans afin d'estimer le volume total des dépôts solides.

IV.1.6.7. La courbe d'exploitation

Elle est établie à partir de la courbe hauteur volume de la retenue d'eau. Elle nous donne un aperçu de l'évolution de la capacité de la retenue en fonction des périodes (mois) tout en prenant en compte les pertes en eau (infiltration, évaporation) ainsi que les besoins en eau (pastoral, domestique et agricole).

IV.1.6.8. Laminage de crue

En général on ne dimensionne pas un déversoir pour évacuer la totalité de la crue de projet car cela conduit à un surdimensionnement (Gueye & Karambiri, 2011). Nous prendrons en compte le phénomène de laminage qui fait que la crue qui passe à l'exutoire est moindre par rapport à celle qui arrive à l'entrée de la cuvette.

Nous utiliserons la méthode de X_0 dite méthode EIER - CIEH pour le laminage sur la base d'une lame d'eau de 1,5 m.

IV.1.7. Conception général du barrage

IV.1.7.1. Etude de la digue

❖ Calage de la digue

La hauteur de la digue est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux, majorée de la charge maximale au-dessus du déversoir et de la revanche elle se détermine à partir de l'équation ci-dessous

$$H_B = H_r + h + R$$

- ✦ H_r = hauteur de la retenue (m)
- ✦ h = la charge au-dessus du déversoir (m)
- ✦ R = revanche (m)

❖ Largeur en crête

La largeur en crête est dimensionnée afin de faciliter la circulation des engins. Des formules empiriques permettent de déterminer cette largeur, dans la pratique la largeur en crête L_c est supérieur à trois (03) mètre.

KNAPPEN	$l_c = 1,65 * \sqrt{H_B}$	l_c = largeur en crête (m)
PREECE	$l_c = 1,1 * \sqrt{H_B} + 1$	
Autres formules	$l_c = 3,6 * \sqrt[3]{H_B} - 3$	H_B = Hauteur de digue (m)

❖ Largeur en base

Nous retiendrons une digue de forme trapézoïdale dont la formule est la suivante :

$$l_B = l_c + (m_{amont} + m_{aval}) * H_B$$

Avec :

- ✦ L_c : Largeur en crête de la digue
- ✦ m_{amont} et m_{aval} : respectivement le fruit amont et fruit aval
- ✦ H_B : la hauteur du barrage

❖ Détermination de la revanche sur le déversoir

La revanche est la différence de côte entre la côte des Plus Hautes Eaux (PHE) et la crête de la digue et a pour rôle de prévenir le débordement des eaux du réservoir au-dessus de la crête du barrage et leur déferlement sur la pente aval

Nous utiliserons les formules de Mallet et Pacquant, celle de Gaillard et aussi les formules empiriques.

Mallet et Pacquant	$R = A * \left(h + \frac{V^2}{2 * g} \right)$	H= hauteur des vagues (m) A= coefficient de sécurité
Gaillard	$R = 0.75 * h + \frac{V^2}{2 * g}$	V= vitesse de propagation des vagues (m/s)
Autres Formules	$R = 1 + 0,3 * \sqrt{f}$	f= fetch (km)

❖ Pentés des talus de la digue

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilités mécaniques du massif et de ses fondations. Avec une hauteur comprise entre 10 et 20 m nous retiendrons pour le barrage de Banwaly une pente amont de $1V/2,5 H$ et pour les pentes avale $1V/2,5H$ conformément au tableau ci-dessous.

Tableau 4:Fruit indicatif des talus des barrages stables

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

Source : (LO, 2016); cours de barrage, P161.

❖ Infiltration à travers la digue

KOZENY a montré que dans un barrage en terre homogène non drainé, la ligne de saturation peut être assimilée dans sa partie médiane à une parabole d'axe horizontal dont le foyer est situé au pied du talus aval du barrage. Cette parabole a pour équation

$$y^2 - y_0^2 - 2 * xy_0 = 0$$

$$\text{Avec : } y_0 = \sqrt{h_{\text{déversoir}}^2 + d^2} - d$$

Pour déterminer ces infiltrations nous allons aussi déterminer le débit de fuite noté q

$$q = k_r * y_0$$

Avec :

- ✦ y_0 = Points d'intersection de l'axe des ordonnées avec la parabole de KOZENY
- ✦ k_r = Perméabilité du remblai
- ✦ q = Débit de fuite par mètre linéaire

❖ Filtre et drain

Pour intercepter les infiltrations dans le massif d'un barrage on dispose habituellement dans la partie aval du massif et au contact de celui-ci avec les fondations, un drain tapis filtrant destiné à rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du massif. Lorsque la fondation n'est pas complètement imperméable, ce drain interceptera les infiltrations à travers la fondation.

Un drain vertical placé au centre de la digue constitue une solution plus efficace pour intercepter les eaux d'infiltration. Un tel drain est constitué d'un rideau d'une largeur (épaisseur) minimale. L'eau de percolation interceptée par ce drain filtrant est évacuée soit par un réseau de tuyaux-drain soit par un drain tapis filtrant, s'il est également nécessaire de drainer les fondations. Les caractéristiques du drain sont déterminées par les formules ci-dessous

$$e = 2 \sqrt{\frac{q * l_d}{k_d}}$$

$$l_d = \frac{l_b}{3,5}$$

- ✦ e = Épaisseur du drain (m)
- ✦ l_d = Longueur du drain (m)
- ✦ l_b = Largeur en base de la digue (m)
- ✦ k_d = Perméabilité du drain en m/s

Les filtres ne seront placés que dans les parties où les charges d'eau sont supérieures à 2,5 m aux PHE.

❖ **Stabilité des talus de la digue**

La stabilité d'un barrage en terre est celle de la stabilité de son talus amont et de son talus aval sur sa fondation (**Compaoré, 1996**). L'étude de stabilité sera conduite par le cercle de glissement de BISHOP. Nous avons utilisé le logiciel **Géoslope** afin de vérifier la stabilité des pentes.

Nous ferons la vérification dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire lorsque la retenue est pleine.

IV.1.7.2. Evacuateur de crue

❖ La longueur du seuil déversant

La longueur du seuil a été déterminée par le laminage avec l'hypothèse de l'arrivée de la crue de projet au moment où le niveau d'eau dans la retenue atteint le PEN. L'objectif de calcul est de définir deux paramètres qui sont :

- La longueur du seuil déversant,
- La lame d'eau maximale passant par-dessus le seuil déversant.

Par la méthode de laminage il est possible de fixer une longueur du seuil déversant, et de déterminer par itération la lame d'eau déversante. A l'inverse, la méthode EIER-CIEH (encore dite méthode du X_0) permet de déterminer la longueur du seuil en se fixant la lame au-dessus du déversoir également par itération.

IV.1.8. Etude de stabilité

IV.1.8.1. Déversoir

Un évacuateur de crue est un organe de sécurité qui permet d'éviter le débordement non contrôlé d'une retenue et protège le barrage et les ouvrages annexes contre un déversement qui pourrait entraîner des dégâts dus à l'érosion et aux instabilités. Il est donc nécessaire pour que l'ouvrage ne subisse pas de dommages. Un évacuateur de crue est constitué de deux parties principales :

- Un organe de contrôle du débit : le déversoir ;
- Un dissipateur d'énergie installée au pied du coursier.

Nous allons mener l'étude de stabilité en considérant que le barrage déverse (au PHE)

➤ **Force agissante sur le déversoir**

La figure ci-dessous présente les forces agissantes sur notre déversoir

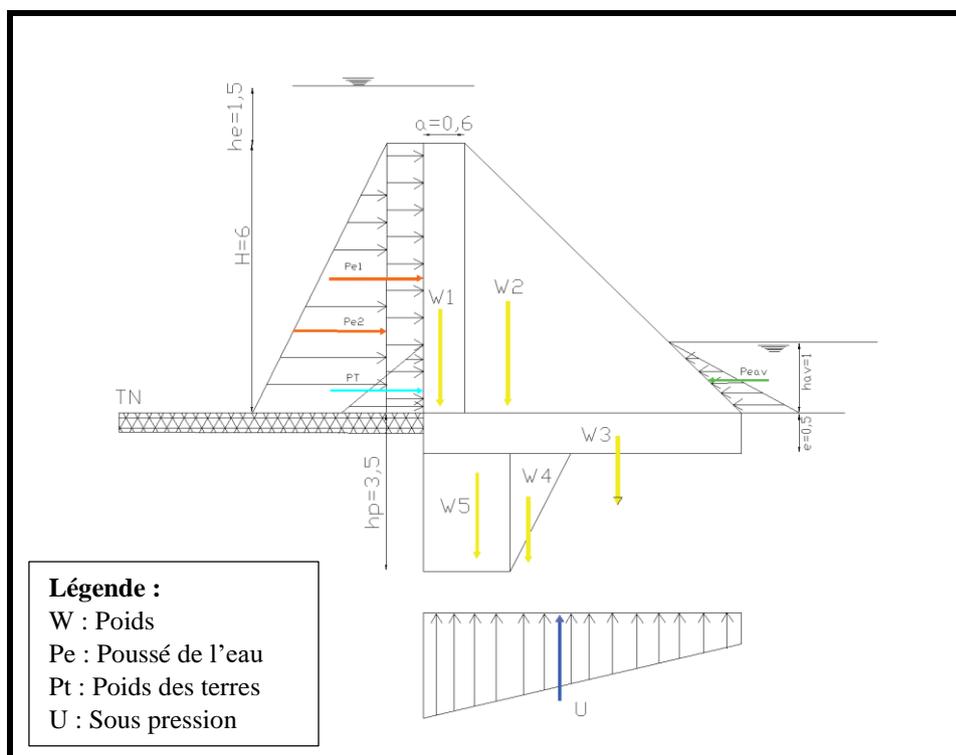


Figure 3: Représentation des forces sur le déversoir

• **La poussée de l'eau**

Le barrage étant soumis à une lame déversante de hauteur h , nous aurons une poussée hydrostatique à l'amont donnée par

$$P_e = \frac{1}{2} \gamma_w H^2 + \gamma_w Hh$$

Avec :

- γ_w (kN/m^3): Poids volumique de l'eau
- H (m) : Hauteur du déversoir
- h (m) : Charge de l'eau sur le déversoir

• **La sous pression**

Le diagramme des sous pression est déterminé par la formule

$$U = \gamma_w \left[h + \frac{2}{3} * (H - h_a) \right]$$

Avec h_a la charge avale

- **La poussée des sédiments**

Elle est déterminée par la formule $P_T = \frac{1}{2} \gamma_i * h^2 * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\theta}{2} \right)$

- ❖ **Stabilité au glissements**

Les forces horizontales telles que la poussée de l'eau et la poussée des terres qui s'exercent sur le barrage tendent à le déplacer vers l'aval. L'ouvrage résiste à ces forces horizontales grâce à ses fondations qui lui procure la cohésion (c) et le coefficient de frottement ($tg\phi$). La cohésion sera négligée car une caractéristique variable et aléatoire dont la pérennité n'est pas assurée en milieu saturé. Le coefficient de glissement doit être supérieur à 1,2

$$F_G = \frac{C * S + \sum(w - u)tg\phi}{\sum P} \geq 1,2$$

- ❖ **Stabilité au renversement**

La cause d'une rupture par renversement s'explique par l'existence de forces horizontales suffisamment grandes comparées aux forces verticales pour amener, la résultante de toutes les forces agissant sur le barrage y compris les forces de sous pressions, en dehors de limites de la surface de base de l'ouvrage. Lorsque la résultante s'approche du pied aval du barrage, les contraintes de compression dans le béton augmentent rapidement.

$$F_R = \frac{\sum M_{résistant}}{\sum M_{moteurs}} \geq 1,5$$

- ❖ **Vérification de stabilité interne**

La vérification de la stabilité interne passe par la vérification de la règle au tiers central et la condition de non rupture.

La règle du **tiers central** est vérifiée si

$$\frac{-b}{6} \leq e \leq \frac{b}{6} \quad \text{Avec } e = (X_{G_{ouv}} + X) - \frac{b}{2}$$

La vérification de la condition de non rupture passe par la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\lim} = 0,3f_{c28} ; \text{ avec } \sigma_{\max} = \left(\frac{W-U}{b}\right) * \left(1 + \frac{6e}{b}\right)$$

❖ Stabilité au poinçonnement

Elle consiste à vérifier que la contrainte de référence σ_{ref} est toujours inférieure à la contrainte admissible du sol q_{adm} , avec

$$q_{adm} = \frac{1}{2} * \gamma * N_{\gamma} + C * N_c + \gamma * D * N_q$$

- ✦ D la profondeur d'ancrage
- ✦ γ : poids volumique du sol
- ✦ N_{γ} ; N_c ; N_q Respectivement le terme de surface, de cohésion et de profondeur fonction de l'angle de frottement interne

La contrainte de référence vaut :

$$\sigma_{ref} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B}\right)$$

IV.1.8.2. Mur bajoyer

Nous allons dimensionner et vérifier la stabilité du mur bajoyer à l'aide du classeur excel et présenter le plan de ferrailage grâce au logiciel **CYPE 2014**.

IV.1.9. Le bassin de dissipation

Le dissipateur d'énergie a pour rôle de dissiper l'énergie de l'eau de déversement et d'éviter les affouillements dangereux à l'aval du barrage. le choix du type de bassin a été faite en fonction du nombre de Froude (F) et de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin V_1 . Nous procéderons par la résolution d'un système d'équation issues de la relation de BERNOULLI qui permette de déterminer y_1 et V_1 . Soit le système d'équation de la vitesse et du tirant d'eau ci-dessous

$$\left\{ \begin{array}{l} V_1 = \sqrt{2 * g [0,9 * (H + h_0) - y_1]} \\ y_1 = \frac{q}{V_1} \end{array} \right.$$

Avec :

- ✦ H : la hauteur du seuil (m)
- ✦ h_0 :Charge de l'eau sur le seuil (m)
- ✦ g :Accélération de la pesanteur (m/s^2)
- ✦ q :Débit spécifique (m^3/s)

Par la suite nous utiliserons des abaques pour la détermination des dimensions géométriques du voir détail ([en annexe VII](#), Page 83).

IV.1.10. Le chenal d'évacuation

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

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

IV.1.11. Ouvrage de prise et de vidange

Un ouvrage de prise situé au niveau du lit mineur est adopté pour le prélèvement d'eau pour l'irrigation des terrains en aval par gravité. Cet ouvrage permettra l'irrigation des cultures en cas de poches de sécheresse en saison pluvieuse et le maraichage en contre saison.

Une autre conduite servira d'ouvrage de prise-vidange

La détermination du diamètre c 'est fait à partir de la formule de Torricelli

$$Q = c * s \sqrt{(2g \Delta H)}$$

Avec :

- ✦ c : Égal au coefficient de contraction
- ✦ Q :Débit (m^3/s)
- ✦ H :La charge de l'eau (m)

Nous avons choisi des batardeaux comme ouvrage de vidange et le temps de vidange sera déterminé par la formule :

$$t = \frac{S}{s} * \sqrt{\frac{2}{g}} * \sqrt{h_0}$$

Avec :

- ✦ $t (jr)$: temps de vidange
- ✦ $S (m^2)$: surface du barrage
- ✦ $s (m^2)$: section de l'ouvrage de vidange
- ✦ $h_0 (m)$: charge au-dessus de l'ouvrage de vidange

IV.1.12. Jonction digue déversoir

La jonction entre le bajoyer et la digue est une zone assez sensible, car on tente d'assembler du béton et du remblai. Ce qui n'est pas chose aisée et la jonction pourrait présenter des défaillances. Des mesures sont à respecter pour améliorer l'adhérence.

V. RESULTATS ET DISCUSSION

V.1. Etude Topographique

L'étude topographique menée sur le site du barrage de Banwaly a permis :

- le report des informations recueillies sur le terrain en coordonnées x, y, z (terrain naturel, sommets des polygonales, courbes de niveau, ouvrages existants) ;
- l'établissement du plan d'ensemble du site à l'échelle 1/ 2000ème ;
- l'établissement du profil en long de l'axe de la digue aux échelles 1/1 000ème et 1/100ème ;
- la mise en place de trois bornes repères dont les cotes ont été prises au GPS ;

La superficie globale levée est de 15 000 ha

Tableau 5: Coordonnées de points de références

Points	X	Y	Z
2BG199	363670,1032	1288384,6404	322,7460
P1	368681,2869	1301689,6641	287,2680
P2	368826,4517	1301721,6652	283,9809
P3	369015,7060	1303462,3720	294,0510

V.2. Etudes géotechniques

Une étude géotechnique a été menée sur le site du barrage, et les principales conclusions de cette étude se présentent comme suit :

Pour la tranchée d'ancrage les profondeurs minimales recommandées sont les suivantes :

- 1,50 m en extrême rive gauche ;
- 3,5 m en rive gauche ;
- 8 m au lit mineur ;
- 6 m en rive droite
- 5 m en extrême rive droite

Deux zones d'emprunts ont été identifiées dans la cuvette (en rive droite et en rive gauche) et permettent de mobiliser 1 035 000 m³ de remblai argileux pour la construction de la digue homogène.

V.3. Etude pluviométrique

Après le traitement des données sur le logiciel Hyfran nous avons obtenu les résultats ci-dessous

Tableau 6: Caractéristiques des données pluviométriques de la station de Béréba:

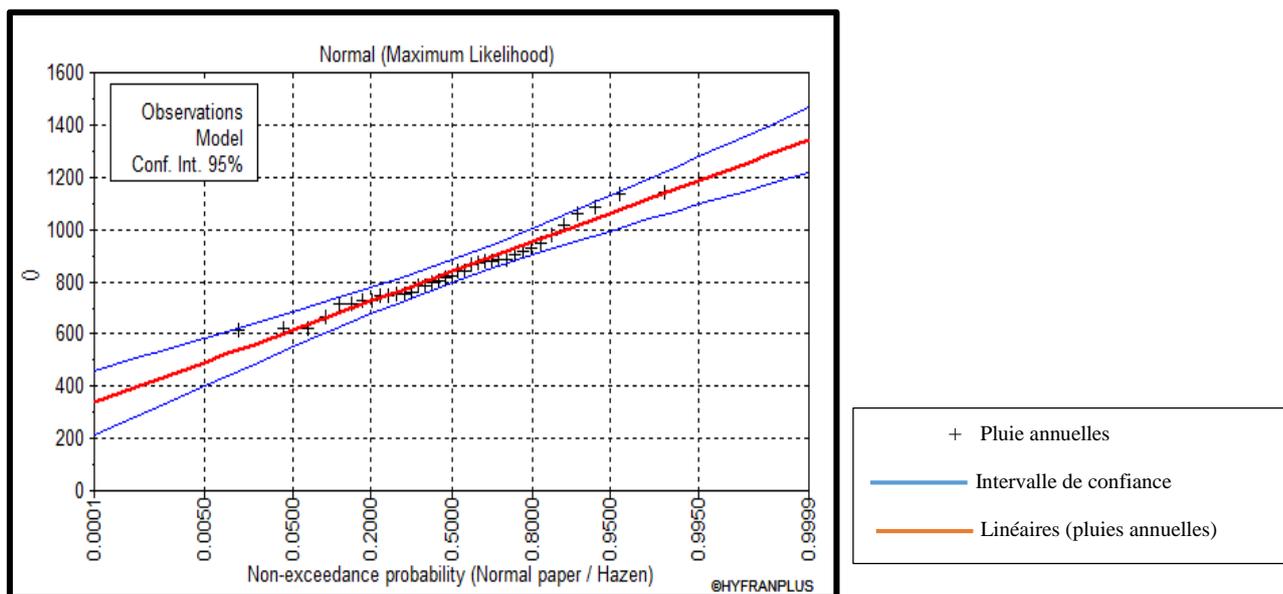
Années de mesure des pluies annuelles moyennes	1980 à 2016
Nombre total d'échantillons	37
Années de mesure des pluies journalières maximales	1980 à 2016
Nombre total d'échantillons	37

Source : direction de la météorologie

Les échantillons ont une taille supérieure à 30 ans, durée minimale que doivent avoir les données de ce type pour la validation de l'analyse météorologique. La synthèse de l'analyse des pluies donne les résultats suivants :

Tableau 7: Analyses des séries de pluies annuelles à la station de Béréba

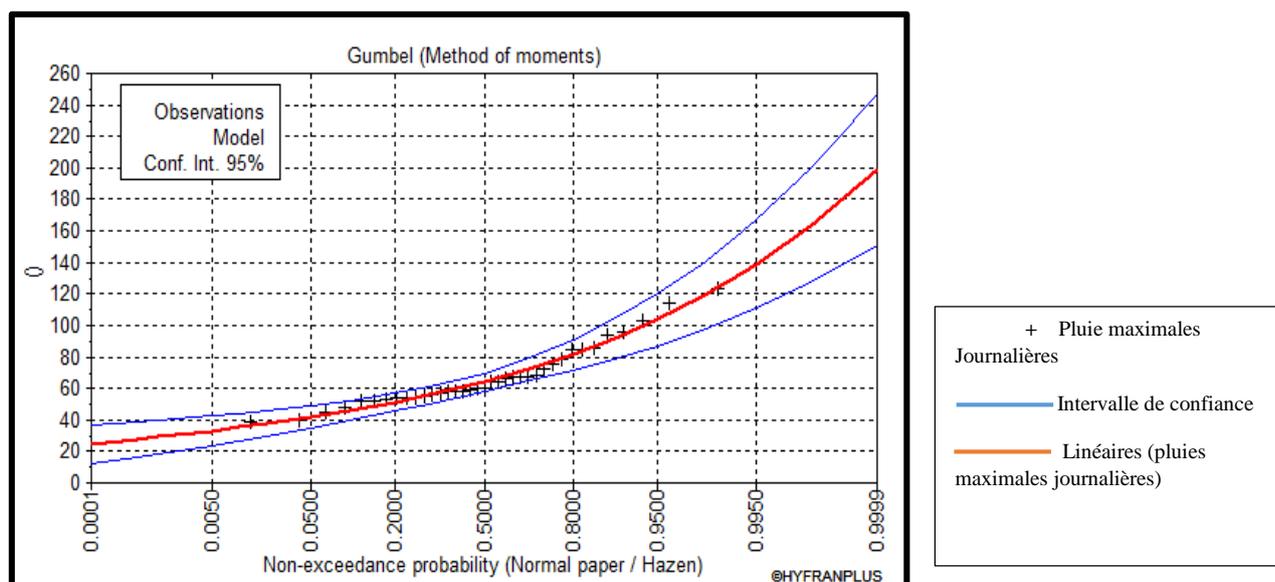
Désignation	Résultats
Station	Béréba
Taille de l'échantillon	37
Période de mesures	1980 - 2016
Nombre d'échantillons valides	37
Valeur maximale	1040
Valeur minimale	618
Moyenne	839
Ecart type	135
Médiane	822
Pourcentage Intervalle de confiance	95%



Graphique 1: Analyse statistique des données pluviométrique annuelle de Béréba

Tableau 8: Analyses des séries de pluies maximales journalières à la station Béréba

Désignation	Résultats
Station	Béréba
Taille de l'échantillon	37
Périodes de mesure	1980 - 2016
Nombre d'échantillons valides	37
Valeur maximale	123
Valeur minimale	39
Moyenne	67,3
Ecart type	19,5
Médiane	60,5
Pourcentage intervalle de confiance	95%



Graphique 2:Analyse des données pluviométrique journalière de Béréba

Tableau 9:Synthèse des pluies annuelles et journalières maximales journalières à Béréba

Pluies périodiques	Valeurs (mm)
Pluie annuelle moyenne (Pan)	839
Pluie décennale humide	1010
Pluie quinquennale humide	953
Pluie quinquennale sèche	725
Pluie décennale sèche	666
Pluie journalière maximale de fréquence décennale humide (P10)	92,74
Pluie journalière maximale de fréquence centennale humide (P100)	128,5

La valeur moyenne de la pluviométrie annuelle est de l'ordre de 839 mm/an. La zone du projet est située entre les isohyètes 750 et 1200 mm. Cette zone climatique correspond au climat tropical sec.

V.4.Etude hydrologique

V.4.1. Caractéristiques physique et géomorphologique du bassin versant

Les caractéristiques du bassin versant déterminées avec le logiciel Arc Gis sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau 10:Caractéristiques du bassin versant

Superficie (km ²)	Périmètre (km)
3164	352

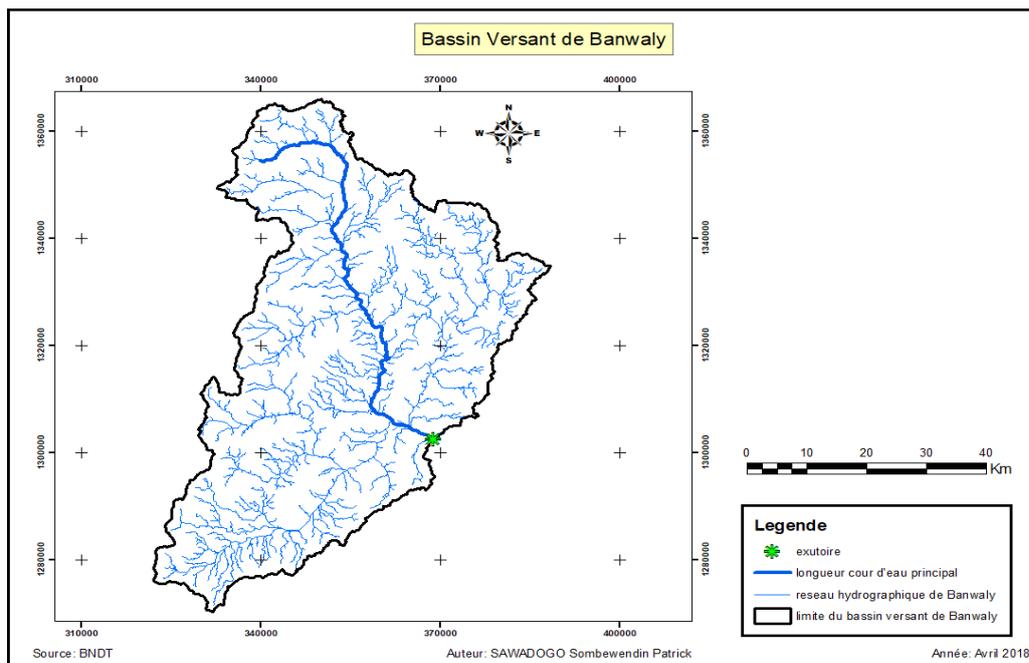


Figure 4: Bassin versant alimentant le barrage de Banwaly

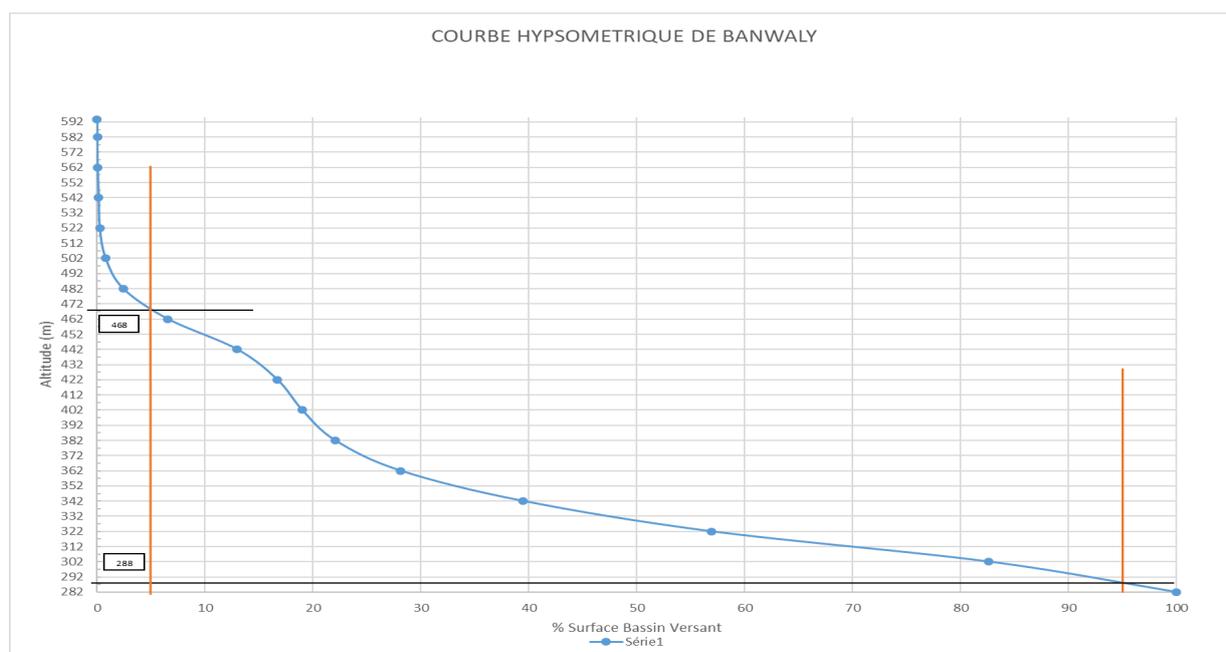
Les coordonnées GPS du site (exutoire) sont :

Longitude : 4°12'19"W

Latitude : 11°47'3"N

V.4.2. La courbe hypsométrique

La courbe hypsométrique représente la répartition de la surface du bassin versant en fonction des altitudes.



Graphique 3: Courbe Hypsométrique du bassin versant

La courbe hypsométrique nous renseigne que $H5\% = 468$ m et $H95\% = 288$ m.

V.4.3. Autres caractéristiques du bassin

Le tableau ci-dessous renseigne sur les autres caractéristiques du bassin versant de Banwaly

Tableau 11:Autres caractéristique du bassin versant

Symbole	Définition	Valeur	Unité
Lp	Longueur du cours d'eau principal	1856,00	km
Leq	Longueur du rectangle équivalent	155,90	km
leq	Largeur du rectangle équivalent	20,30	km
I	Pente longitudinale	2,54	‰
Icomp	Indice de compacité	1,77	-
Ig	Indice global de pente	1,15	m/km
Igcor	Indice global de pente corrigé	3	m/km
D _s	Dénivelé spécifique	168,76	m
-	Densité de drainage	0,59	km ⁻¹
-	Régime climatique	Tropical Sèche	-
kr ₁₀	Coefficient de ruissellement décennal	26,40	%
α ₁₀	Coefficient de pointe	2,6	-
-	Classe de relief	R ₂	-
-	Classe de Perméabilité	(RI) P ₃	-
-	Type de bassin versant	R ₂ P ₃	-
-	Typologie du réseau Hydrographique	Dendritique	-
A	Coefficient d'abattement	0,56	-
Tb	Temps de base	103,84	H
Tm	Temps de montée	34,27	H

Le bassin versant de Banwaly est de forme allongé car $I_{comp} > 1$, et au regard de la nature du substratum on peut le classer dans la classe d'infiltration P3 ou RI qui désigne un bassin versant relativement imperméable, suivant la classification de Rodier et Auvrey. Si nous considérons la répartition générale des différents cours d'eau du bassin nous pouvons conclure que le réseau hydrographique est dendritique.

V.4.4. Période de retour

En utilisant la formule de G DEGOUTTE (1997) pour un dimensionnement allant dans le sens de la sécurité, nous avons trouvé pour un volume de $107\,728\,300\text{ m}^3$ et une hauteur de digue maximale de 14,5 m nous trouvons $H^2\sqrt{V} = 2182,23$; donc supérieur à 700 . La période de retour est donc de **10 000 ans** mais pour des raisons économiques nous retiendrons une période de retour de **5000 ans** pour le calcul du débit du projet et aussi à cause de l'importance du barrage.

V.4.5. Débit du projet

L'utilisation de la méthode de ORSTOM et CIEH nous a permis d'obtenir des crues décennales et nous retiendrons la valeur la plus grande pour la suite des calculs.

Tableau 12: Débit centennal par la méthode ORSTOM et CIEH

Q_{10} (m ³ /s) (ORSTOM)	Q_{10} (m ³ /s) (CIEH)	Q_{10} (m ³ /s) retenue	C	Q_{100} (m ³ /s)
218,21	268,57	268,57	2,74	736,24

Le passage au débit de projet c'est à dire Q_{5000} , par la méthode de Gradex nous donne les valeurs ci-dessous

Tableau 13: Débit par la méthode de Gradex

P_{10} (mm)	P_{100} (mm)	Gp (mm)	Gq (m ³ /s)	Tc (h)	Q100 (m ³ /s)	Q1000 (m ³ /s)	Q5000 (m ³ /s)	Q10000 (m ³ /s)
92,7	128,50	15,89	584,71	24	1 643	2 992	3 933	4 338

Nous avons comparé les débits obtenus avec ceux du barrage de Samendéni car les deux bassins sont très proche.

Tableau 14: Comparaison du bassin versant de Samendéni et Banwaly

Débits de crue	Q_{100} (m ³ /s)	$Q_{1\ 000}$ (m ³ /s)	$Q_{5\ 000}$ (m ³ /s)	$Q_{10\ 000}$ (m ³ /s)
Samendéni	636	944	1171	1245
Banwaly	1 643	2 992	3 933	4 338

En terme de superficie le bassin versant de Banwaly (3 164 km²) est nettement plus petit que celui du bassin versant de Samendéni (4 344 km²). Nous constatons également que malgré leur proximité, le bassin versant de Banwaly a des débits bien supérieur à ceux du bassin versant de Samendéni. Cela pourrait s'expliquer par le forme du bassin de Banwaly qui est plus élargie dans le sens de sa largeur, mais les écarts étant assez important nous allons réévaluer le débit du bassin versant de Banwaly.

Tableau 15:Affinité entre les débit de Samendéni et Banwaly

Débits de crue	Q100 (m ³ /s)	Q1 000 (m ³ /s)	Q5 000 (m ³ /s)	Q10 000 (m ³ /s)
Samendéni	636	944	1171	1245
Rapports d'affinité entre les crues de Samendéni	Q100 et Q1000		Q100 à Q5000	Q100 à Q 1000
	1,48		1,84	1,96
Banwaly	736,24	1089,63	1354,68	1443,03

Nous retiendrons au final le débit corrigé $Q_{5000} = 1354,68 \text{ m}^3/\text{s}$

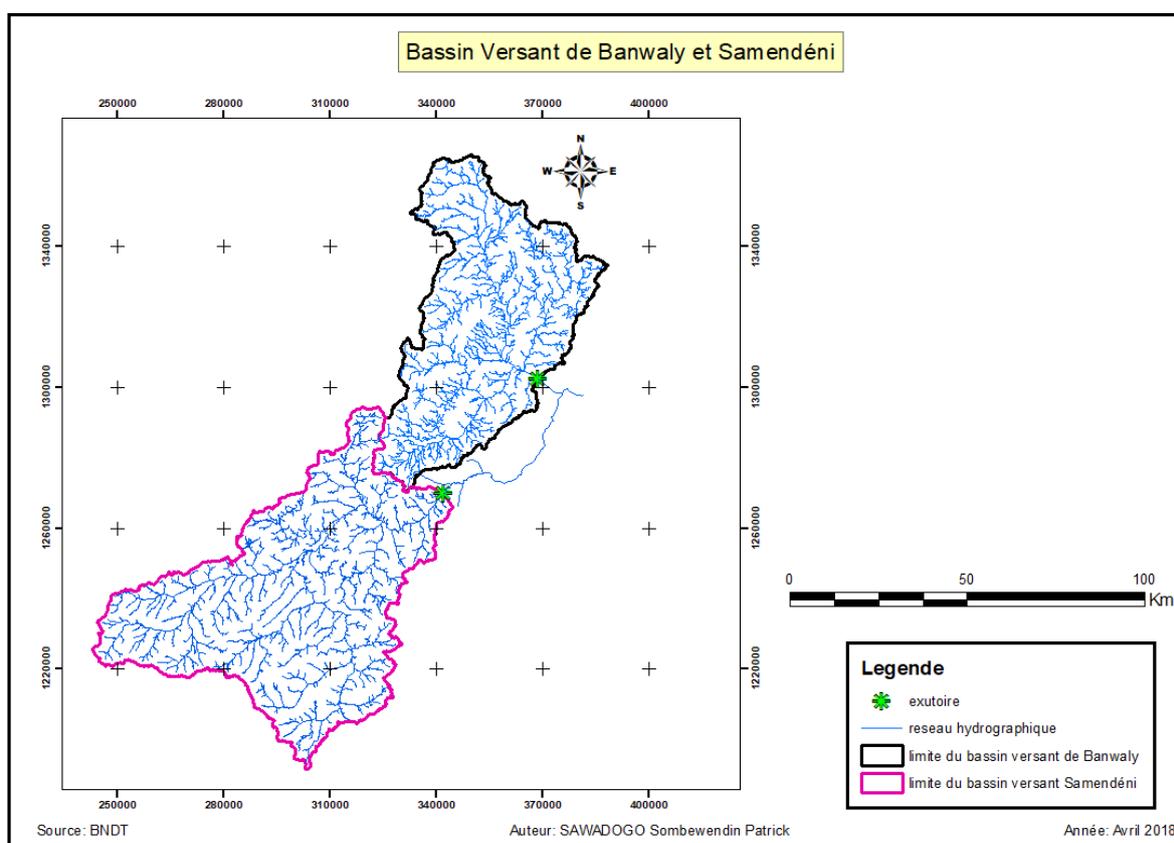
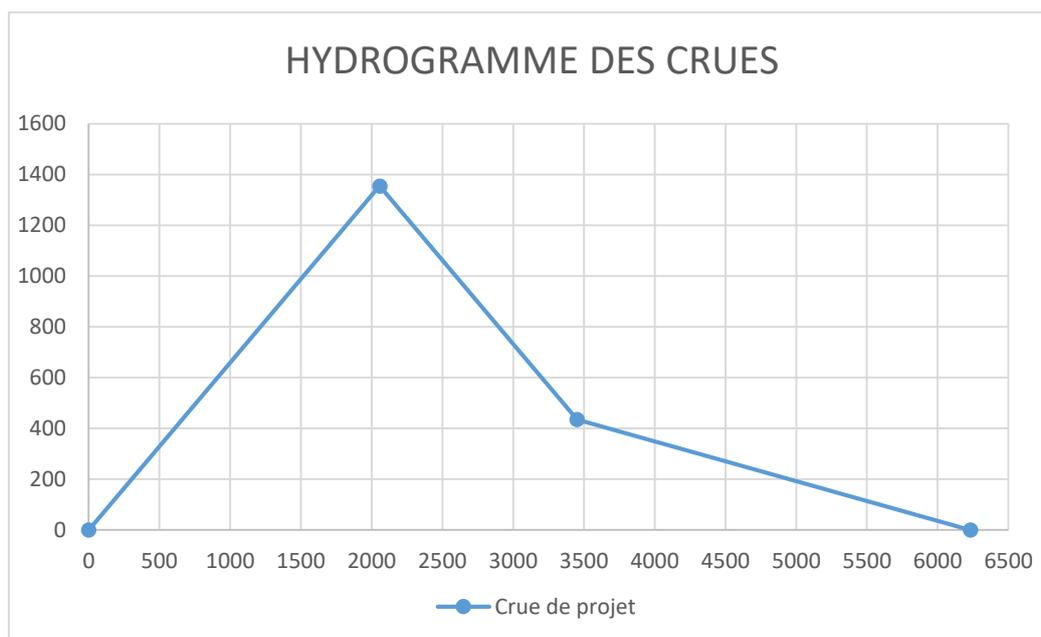


Figure 5:Bassin versant de Banwaly et Samendéni

V.4.6. Hydrogramme de crue

Le graphique ci-dessous représente l'hydrogramme de crue de projet ; il nous renseigne sur le débit maximum de la crue qui est de $1354,68 \text{ m}^3/\text{s}$. Le changement de pente de la décrue s'effectue à un débit Q_d dit débit de discontinuité égale à $435,21 \text{ m}^3/\text{s}$.



Graphique 4: Hydrogramme des crues

V.4.7. Crue de rupture

Nous avons tenu compte de la crue de rupture dans le dimensionnement du barrage de Banwaly ; elle vaut **4 691,51 m³/s**.

V.4.8. Apports liquide du bassin versant

Les apports liquide du bassin versant de Banwaly se résume dans le tableau ci-dessous

Tableau 16: Apports en années sèche

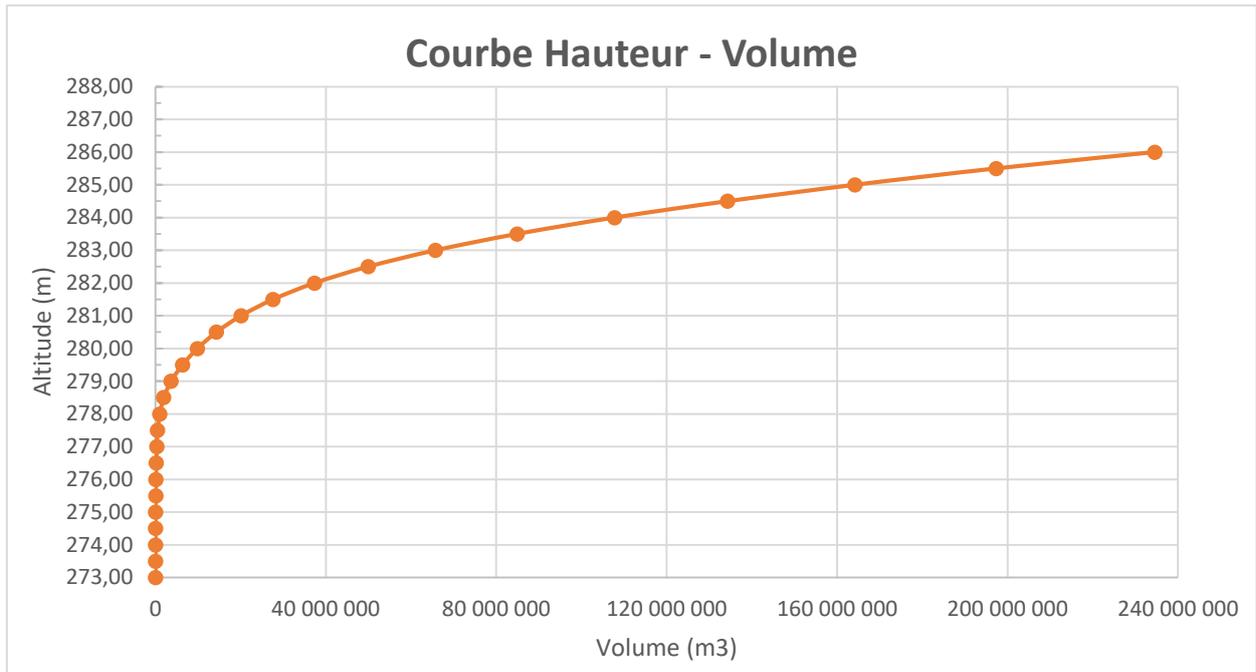
Année	Ke	S (km ²)	P (mm)	Apports (m ³)
Année moyenne	14,59	3164	839	387 342 891
Année quinquennal sèche	10,22	3164	725	234 456 586
Année décennale sèche	7,30	3164	666	153 736 809

En année moyenne le barrage peu mobiliser 234 456 586 m³ et en année sèche un volume de 153 736 809 m³.

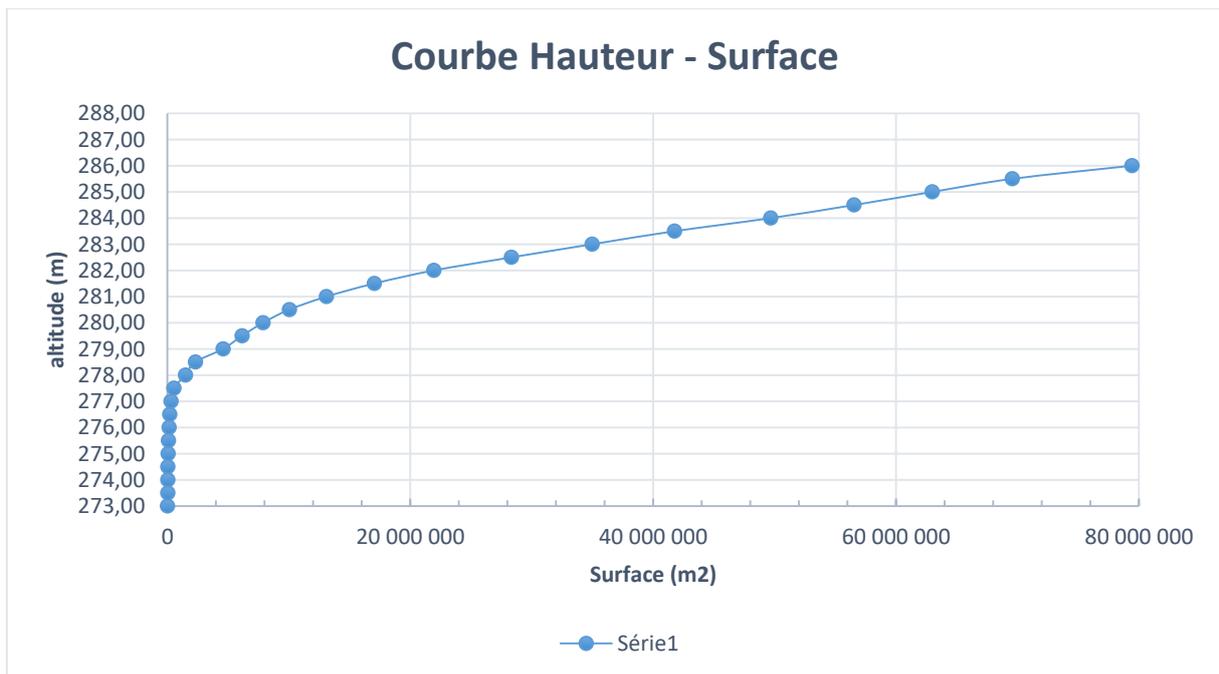
V.5. Etude de la cuvette

V.5.1. Courbe Hauteur Volume et Hauteur Surface

Les courbes hauteurs volume et hauteur surface ont été obtenu en estimant les surfaces moyennes avec des pas de hauteur 0,5 m. (détail [en annexe III.1](#), Page 69)



Graphique 5: Courbe Hauteur – Volume



Graphique 6: Courbe Hauteur – Surface

V.5.1. Caractéristiques de la cuvette au PEN et au PHE

La côte du PEN a été calée à 284 m. Le tableau ci-dessous présente les caractéristiques de la retenue

Côte PEN	284	m
Capacité de stockage de la cuvette	107 728 300	m ³
Superficie du Plan d'Eau Normal PEN	215 456 600	m ²
Côte Plan des Hautes Eaux PHE	285,5	m
Volume au PHE	197 274 614	m ³
Superficie du plan des hautes eaux	394 549 229	m ²
Apports moyens annuels	387 342 891	m ³

V.5.2. Evaluation des besoins en eau

V.5.3.1. Besoins agricoles :

- Oignons sur 2 000 ha
- Efficience 0,6 pour irrigation gravitaire

V.5.3.2. Besoins pastoraux :

- Gros ruminants 12 747 pour une consommation de 40 l/jr/tête
- Petits ruminants 12 340 pour une consommation de 5 l/jr/tête

V.5.3.3. Besoins humains :

- Population : 69 010

Tableau 17: Estimation des besoins

Calcul des Besoins					
Mois	novembre	décembre	janvier	février	mars
Besoins pastoraux (m ³)	17 147,40	17 624,20	17 624,20	16 193,80	17 624,20
Besoins domestiques (m ³)	82 812	85 572	85 572	77 291	85 572
Besoins maraîchers(m ³)	2 584 583	4 144 683	5 239 767	5 006 480	5 217 467
Somme besoins en (m ³)	2 684 543	4 247 880	5 342 963	5 099 965	5 320 663

V.5.3. Evaluation des pertes

V.5.4.1. Pertes par évaporation et pertes par infiltration

L'évaporation de la retenue est estimée à 2 081 mm dans l'année tandis que l'infiltration annuelle est de 730 mm. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau-ci dessous

Tableau 18: Pertes par évaporation et par infiltration

Mois	jours	Evaporation bac (mm/mois)	Evaporation bac (mm/jour)	Evaporation Lac (mm/jour)	Evaporation Lac (mm/mois)	Infiltration (mm)
Janvier	31	309,88	10,00	6,65	206,26	62
Février	28	318,81	11,39	7,20	201,49	56
Mars	31	350,92	11,32	7,17	222,30	62
Avril	30	294,61	9,82	6,58	197,48	60
Mai	31	261,28	8,43	6,00	186,13	62
Juin	30	199,23	6,64	5,20	156,05	60
Juillet	31	160,36	5,17	4,48	138,73	62
Aout	31	138,36	4,46	4,09	126,94	62
Septembre	30	145,33	4,84	4,30	129,06	60
Octobre	31	187,56	6,05	4,92	152,46	62
Novembre	30	230,71	7,69	5,68	170,45	60
Décembre	31	280,08	9,03	6,26	194,08	62
Total		2 877,11		68,54	2 081,42	730,00

V.5.4.2. Les dépôts solides

L'eau de ruissellement entraîne avec elle des matériaux solides qu'elle arrache le long de son parcours. Lorsque la vitesse d'écoulement de l'eau n'atteint plus un certain seuil ces matériaux se déposent. Le tableau ci-dessous présente les volumes de sédiments dans le bassin par an

Tableau 19: Estimation du volume des sédiments

GRESILLON		GOTTSCHALK		$V_{\text{moyen}} \text{ m}^3/\text{an}$
$D_1 \text{ (m}^3/\text{km}^2/\text{an)}$	$V_1 \text{ (m}^3/\text{an)}$	$D_2 \text{ (m}^3/\text{km}^2/\text{an)}$	$V_2 \text{ (m}^3/\text{an)}$	
100	316 812	116	367 468	342 140

Le volume moyen annuelle de dépôts solides est de $342\,140 \text{ m}^3$ et rapporté à la période de vie de l'ouvrage 50 ans nous obtenons un volume total de $17\,107\,005 \text{ m}^3$.

V.5.4. Courbe d'exploitation

Le graphique ci-dessous représente la courbe d'exploitation de la retenue

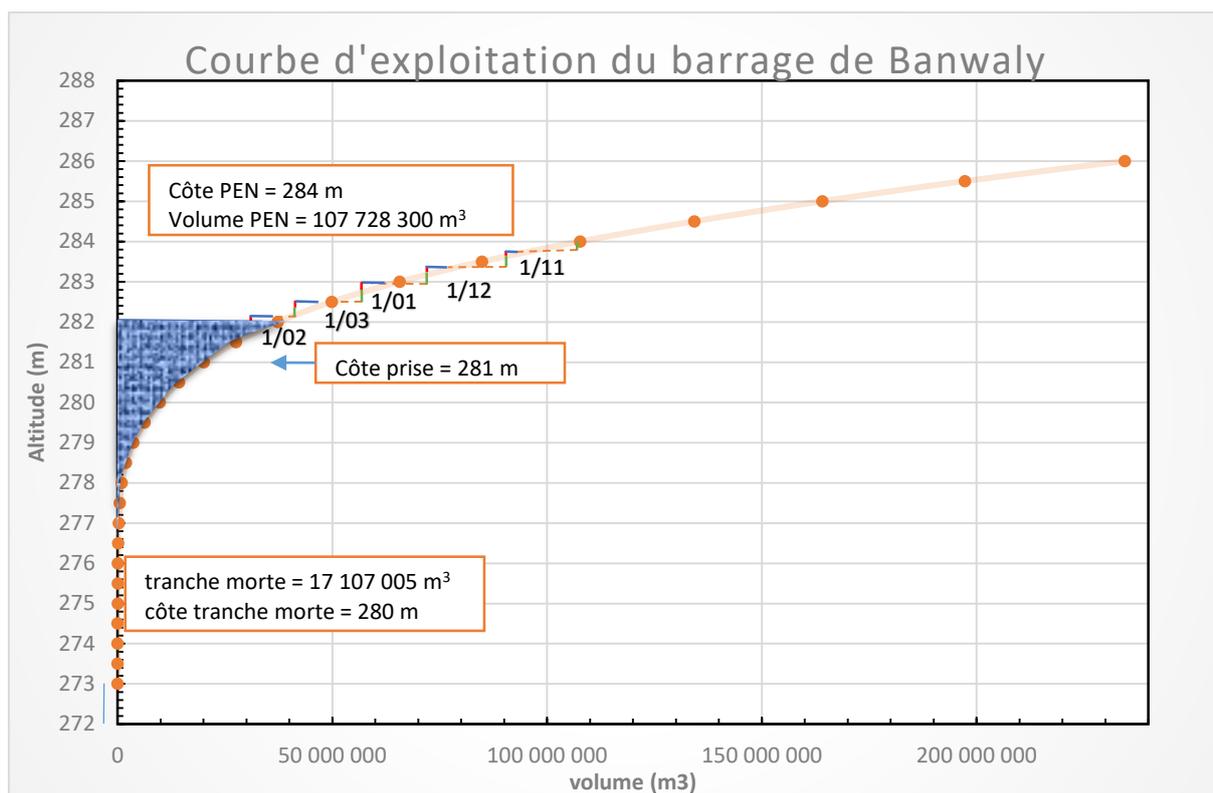


Figure 6: Courbe d'exploitation de la retenue

La courbe d'exploitation du barrage nous indique que la côte de fin de simulation est **282 m**. Le volume de la tranche morte étant de $17\,107\,005\text{ m}^3$ à la côte **280 m**, nous pouvons caler la côte de la prise à la côte **281 m**.

V.6. Conception et dimensionnement du barrage

V.6.1. Digue

La digue du barrage de Banwaly sera homogène en argile sera muni de drain qui aura pour effet de rabattre la ligne phréatique à l'intérieur du remblai, dans ce cas la parabole de KOZENY a pour foyer l'extrémité amont du drain auquel se raccorde la ligne de saturation (Compaoré, 1996). Le résultat de la conception de la digue est résumé dans le tableau ci-dessous.

Tableau 20: Caractéristiques de la digue

Digue	
Longueur digue	1700 m
Côte crête du déversoir	284 m
Revanche	2 m
Côte crête de la digue	287,5 m
Côte crête mur parapet	288 m
Hauteur Digue	14,5 m
Largeur en crête digue	6 m
Pente talus amont et aval	1V/2,5H
Largeur en base digue	78,5 m
Volume du remblai de la digue	263 513,57 m ³
Epaisseur enrochement des talus	0,45 m
Buté de pied amont et aval	1,5m*0,5m
Filtre Horizontal	
Epaisseur	0,50 m
Largeur	22 m
longueur	1273
Filtre Vertical	
Epaisseur	0,5 m
hauteur	6 m
longueur	1273
Tranché d'encrage	
Pente de talus de la tranchée	3V/1H
profondeur	Variable selon le TN
Largeur en gueule	3,5
Ligne phréatique	
Débit de fuite (m ³ /s)	1,62 10⁻⁷

La figure ci-dessous tracer grâce au logiciel Géoslope nous permet de visualiser plus nettement la ligne phréatique

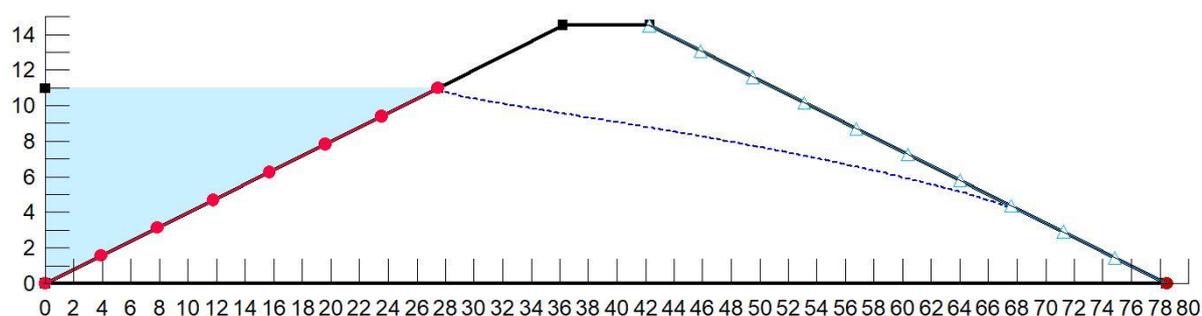


Figure 7:representation de la ligne phréatique

V.6.1.1. Stabilité des pentes de la digue

Nous avons utilisé le logiciel Géoslope pour vérifier la stabilité des pentes de la digue. Nous avons un coefficient de sécurité supérieur à 1,5 lorsque la retenue est pleine. Nous concluons que les talus de notre barrage sont stables.

$$F_s = 2,160 ; X = 27,054 ; Y = 22,003 ; \text{Rayon} = 26,816$$

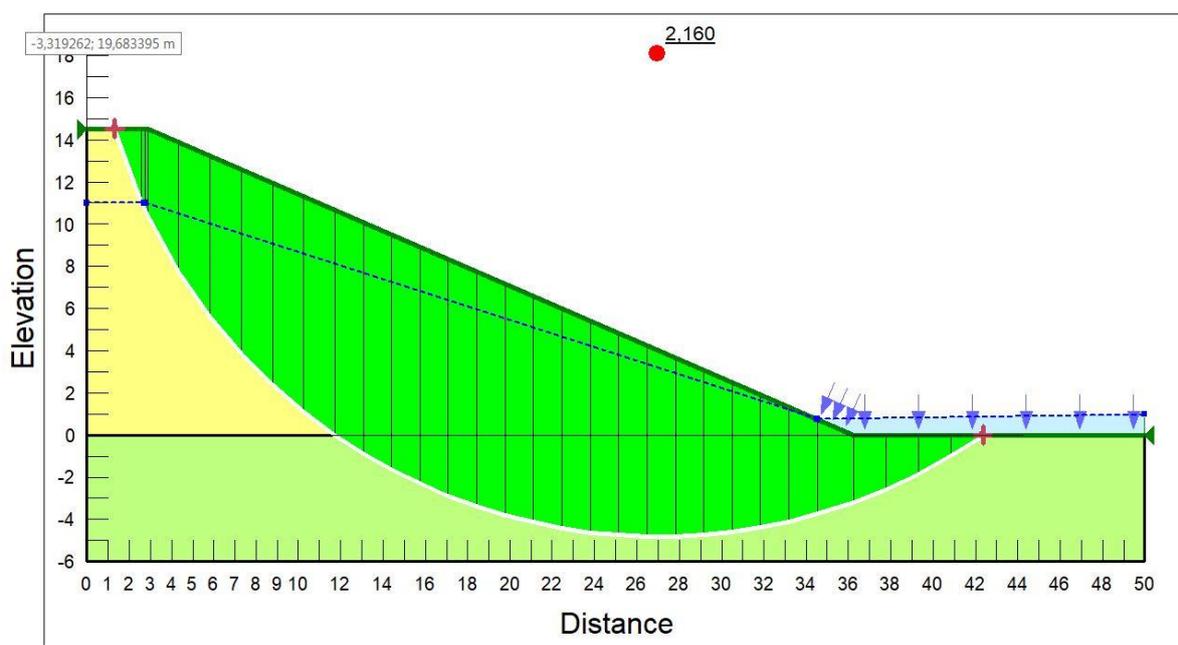


Figure 8: Cercle de glissement des talus

V.6.2. Evacuateur de crue

V.6.2.1. Position du déversoir

Le choix de la position d'un déversoir se fait en fonction de la topographie, de la géotechnique et aussi de l'emplacement de la zone à aménager. Celui de Banwaly s'est fait en fonction de la profondeur d'ancrage. En effet le rapport géotechnique à révéler qu'en rive gauche la profondeur maximale d'ancrage serais de 3,5 mètre contrairement en rive droite où nous pouvons atteindre 6 m.

Il sera plus économique donc de placer le déversoir en position semi latéral à la rive gauche.

V.6.2.2. Laminage des crues

Le tableau ci-dessous renseigne des résultats du laminage des crues

Tableau 21: Laminage des crues

Longueur du déversoir L	315 m
Lame d'eau h	1,5
Débit laminé m ³ /s	1025,31

Le débit de pointe qui était de 1354,68 m³/s a été écrêté avec la charge au-dessus du déversoir 1,5 m fixe ; en fin de laminage nous avons un débit de 1025,31 m³/s

V.6.2.3. Etude de stabilité

❖ Le déversoir Poids

Le tableau suivant présente les résultats de la stabilité du déversoir poids (voir détails en [annexe X](#), Page 91). Nous allons effectuer la vérification au PHE.

Tableau 22: Stabilité du déversoir

Désignation	Unités	Valeurs
Stabilité au renversement		
✦ Somme des moments renversants	kN.m	1055,13
✦ Somme des moments stabilisants	kN.m	3281,54
Coefficient de sécurité au renversement > 1,5		3,11
Stabilité au glissement		
✦ Résultante des forces horizontales	kN	282,28
✦ Résultante des force verticales	kN	667,92
Coefficient de sécurité au glissement > 1,2		1,54
Vérification de la stabilité Interne		
✦ Règle du tiers central		
Excentricité	m	0,44
B/6	m	1,10
✦ La non rupture		
σ_{max}	MPa	0,14
σ_{lim}	MPa	6
Stabilité au poinçonnement		
Contrainte admissible du sol	kN/m ²	3331,22
Contrainte maximale imposée	kN/m ²	141,37
$\sigma_{sol} > \sigma_{max}$		

Toutes les conditions sont respectées nous concluons que le déversoir est stable.

❖ Le mur Bajoyer

Le dimensionnement des murs bajoyers a été fait avec le logiciel CYPE et les caractéristiques géométriques du mur sont dans le tableau ci-dessous.

Tableau 23:Caractéristiques géométriques du mur bajoyer

Désignation	Valeurs
Hauteur du bajoyer (m)	14
Epaisseur crête du mur (m)	0,6
Epaisseur de la semelle (m)	1,5
Largeur en base du mur (m)	1,5
Longueur du mur (vue en plan) (m)	78,5

Nous avons vérifié avec notre classeur Excel la stabilité du mur bajoyer (voir [annexe IX](#), Page 88)

Vérifications du mur bajoyer	Formule	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement	$\frac{MST}{MR} \geq 1,5$	1,76	VRAI
Stabilité au non soulèvement(m)	$e \leq \frac{B}{6} = 0,75$	0,83	VRAI
Stabilité au poinçonnement (bar)	$\sigma_{ref} \leq q_{adm}$	621	VRAI
Stabilité au glissement	$\frac{N \tan \varphi'_s}{V} \geq 1$	1,82	VRAI

Toutes les conditions sont respectées nous pouvons conclure que le mur bajoyer est stable

Le mur bajoyer est représenté sur le graphique ci-dessous

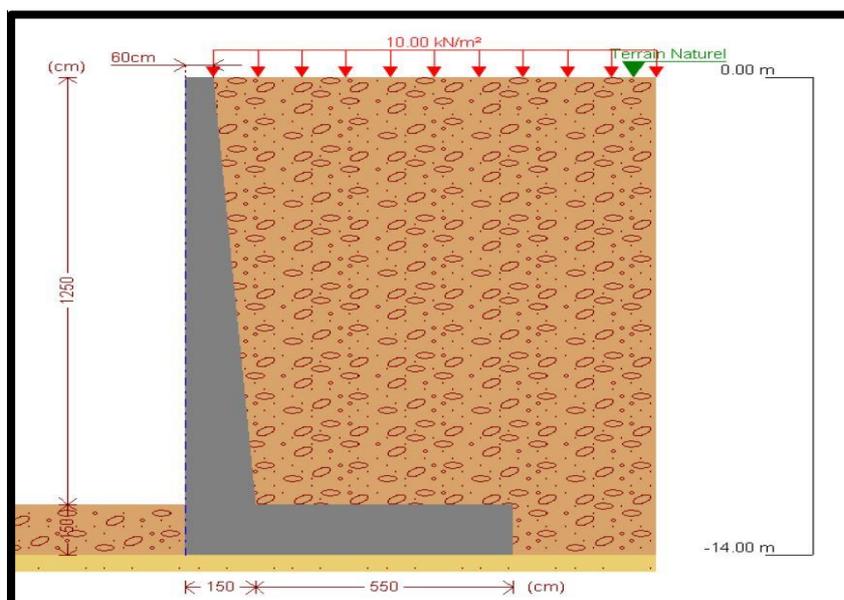


Figure 9: coupe transversale du mur bajoyer

V.6.3. Bassin de dissipation et chenal d'évacuation

Le bassin de dissipation servira à amortir l'énergie de chute et son action érosive. Les caractéristiques du bassin de dissipation et du chenal d'évacuation sont dans le tableau ci-dessous.

Tableau 24:Caractéristiques du bassin de dissipation

Bassin de dissipation		
Lame d'eau au-dessus du déversoir	h(m)	1,5
Hauteur maximale de l'eau au droit du déversoir	H(m)	6,0
Enfoncement du bassin	D(m)	2
Débit de crue	Q(m ³ /s)	1025,31
Débit unitaire	Q m ³ /s/ml)	3,25
Hauteur de chute	Z (m)	9,74
Tirant d'eau avant le ressaut	Y ₁ (m)	0,24
Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin	V ₁ (m)	12,76
Froude	Fr	8,35
Longueur du bassin	L (m)	7
Bassin type		Bassin USGR de type II
Hauteur du seuil terminal	h ₄ (m)	0,5
Hauteur des blocs chicanes	h ₂ (m)	0,5
Hauteur des blocs de chute	h ₁ (m)	0,25
Distance entre blocs de chutes et blocs chicanes (m)	e ₁ (m)	2,5
Chenal d'évacuation		
Pente		0,4%
Profondeur		1,2
Largeur en plafond		315
Longueur du chenal		725
Débit maximal		1025,31

La réalisation du bassin de dissipation nécessitera d'abord la mise en place d'une couche de sable filtrante de 10 cm d'épaisseur en dessous du béton cyclopéen. L'évacuation des eaux en dessous du bassin de dissipation se fera grâce à des barbacanes placées juste en dessous.

La figure ci-dessous représente le déversoir avec le bassin de dissipation

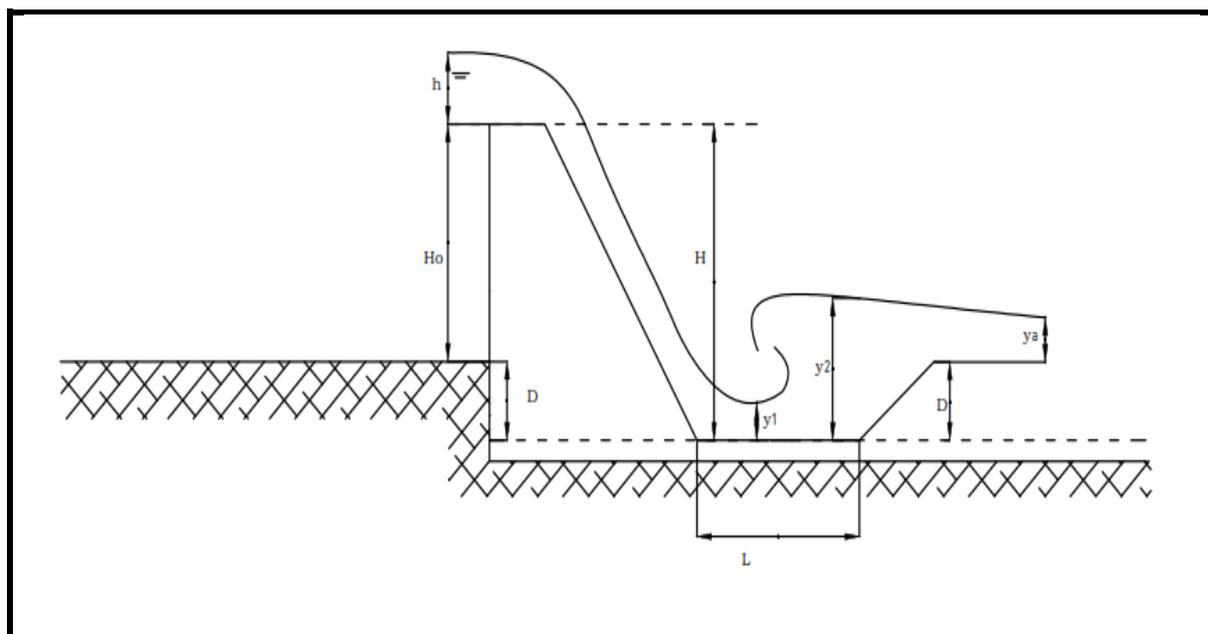


Figure 10: bassin de dissipation et déversoir

V.6.4. Diguettes de protection

Le chenal d'évacuation qui sera réalisé acheminera les eaux, et sera bordé par des diguettes de protection. Les diguettes assureront le drainage des eaux de déversement vers le talweg.

Les diguettes auront les caractéristiques suivantes.

Tableau 25: caractéristiques des diguettes de protection

Matériau	Argile compactée
Côte crête (m)	277,2
Longueur (m)	Le long du chenal (725 m)
Largeur en crête (m)	3
Pente talus amont et aval	1V/2H
Protection talus amont	perré maçonné
Protections talus aval	revêtement latéritique
Protection de la crête	revêtement latéritique

La largeur en crête est de 3 m afin de permettre des travaux par des engins de terrassement. La crête sera protégée par une couche de couronnement latéritique de 0,20 m d'épaisseur, les talus intérieurs seront protégés par une couche de perré de 0,3 m d'épaisseur maçonné sur toute la hauteur et à l'aval par une couche de revêtement latéritique de 0,2 m d'épaisseur compactée à la main.

Les pieds de diguettes seront protégés par une butée amont et un drain aval de 1,5 m de largeur en gueule et 0,5 m de profondeur.

V.6.5. Ouvrage de prise et de vidange

Un ouvrage de prise situé au niveau du lit mineur est adopté pour le prélèvement d'eau pour l'irrigation des terrains en aval par gravité. Cet ouvrage permettra l'irrigation des cultures en cas de poches de sécheresse en saison pluvieuse et le maraichage en contre saison. L'ouvrage de prise sera calé à la cote **281** m (entrée du bac amont). L'alimentation du bac amont se fera par un canal d'amenée situé dans la cuvette. Un batardeau servira d'ouvrage de vidange et sera placé au niveau du lit mineur. Le diamètre de la conduite de prise sera des $\Phi 1200$ mm et le batardeau aura une section de 30 m^2 pour un temps de vidange de 75 jours. Les détails des calculs sont reportés dans les notes de calculs. Les détails des calculs sont en [annexe VI.3](#); page 81.

V.6.6. Jonction digue déversoir

La jonction entre le bajoyer et la digue est une zone assez sensible et pourrait présenter des défaillances. Cela pourrait s'expliquer par le fait que le déversoir et les bajoyers aient été coulés avant la réalisation du remblai et, par conséquent, le compactage de cette portion n'a été effectué correctement avec des engins lourds. Dans ce cas il est recommandé de compacter d'abord le remblai, puis le retailler afin de couler pleine fouille le bajoyer et l'écran anti renard.

Les mesures à respecter sont :

- La mise en place de matériaux les plus plastiques à une densité de 100% de l'OPN et avec une teneur en eau ω comprise entre l'optimum et l'optimum +2 ;
- Le compactage se fera de façon manuelle par couche de 10 à 15 cm au droit du contact ;
- La paroi du mur bajoyer peut être réalisé de sorte à ce qu'elle soit rugueuse pour permettre une meilleure adhérence avec le remblai.

V.6.7. Disposition d'auscultation et surveillance du barrage

Un barrage en terre n'est pas un massif inerte, il vit et vieillit. En effet des phénomènes comme le tassement et des déformations surviennent parce que les forces créées par l'eau dans l'ouvrage ne sont pas statiques (Danielle, 2002). En fonction de la hauteur du remblai les barrages sont sujets à des suivis particuliers. Le barrage de Banwaly à une hauteur de plus de 10 mètre, donc exige des dispositifs d'auscultation ; nous proposons des :

- Mesures des déplacements : ce sont des repères de nivellement (bornes) placés sur le couronnement du remblai (bord amont ou aval) et de piliers d'observation placés sur les rives dans les zones stables pour contrôler le tassement ;
- Mesures de la piézométrie : on utilisera des piézomètres dans les fondations et en rives pour suivre l'évolution de la nappe, la lecture se fera grâce à une sonde ;
- Mesures des débits : elle se feront grâce à deux procédés envisageables, par empotement ou par seuil calibré ;

CONCLUSION

La réalisation du barrage de Banwaly initié par l'état burkinabé dans la commune de Padéma revêt une importance capitale. Entrant dans le cadre du Programme National de Développement Economique et Social (PNDES), le développement du secteur agro-sylvo-pastoral est un des objectifs stratégiques. Le projet de réalisation permettra de lutter contre la pauvreté, de renforcer la sécurité alimentaire et la vulnérabilité des populations et l'amélioration des conditions de vie des populations en milieu rural.

La retenue permettra de stocker d'après notre étude plus de 100 millions de mètres cube pour un cout global de **8 813 224 627** FCFA. Cette capacité est largement suffisante pour satisfaire en plus des besoins humains et animaux, l'irrigation des 2 000 ha situés à son aval, voire même plus. Il appartient donc aux populations de tirer profit de ce joyau qui leur sera offert et surtout de s'impliquer dans sa gestion

Après l'étape de l'étude de la retenue, une autre étape suivra qui est celle de réalisation de l'étude par rapport à l'aménagement hydro agricole en aval. Cette étude fera ressorti le type de système d'irrigation et la chaine de valeur à mettre en place pour l'écoulement des produits de culture.

RECOMMANDATIONS

La réalisation du barrage de Banwaly est d'un grand intérêt pour les populations de Banwaly et des villages environnants. Il est donc plus qu'important que des mesures soient prise pour sa pérennisation. Nous proposons :

- La mise en place d'un comité de suivi et d'entretien du barrage avec les taches suivantes :
 - Contrôle de la végétation sur l'ouvrage et à ses abords ;
 - Le comblement des ravines sur le remblai ;
 - Entretien des parements en maçonnerie ;
 - Réparation de fils rompu de gabions ;
 - Entretiens du dispositif d'auscultation ;
 - Entretien des ouvrages hydrauliques (évacuateur, vidange).
- L'implication des agences de l'eau dans la surveillance du barrage
- La mise en place des CLE (comité locaux de l'eau) pour la gestion concertée et rationnelle de l'eau pour les besoins de la génération actuelle et celle à venir.

BIBLIOGRAPHIE

- Anton, S. (2004). *Barrages*.
- BERA. (2009). *Etude d'Avant-Projet Détaillé du Barrage de Samendéni : climatologie, hydrologie et sédimentologie*.
- Compaoré, M. L. (1996). *Cours de barrages 2ème édition*.
- Degoutte, G. (1992). *Guide pour le diagnostique rapide des barrages anciens*. Cemagref.
- DURAND, J.-M. (1995, janvier). Petits barrages et digues déversantes pour l'aménagement rural : Eléments de cours.
- DURAND, J.-M. (1996). *Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique*.
- DURAND, J.-M., ROYET, P., & MERIAUX, P. (1998). *Techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale* (Cemagref éditions).
- FAO. (1996). *Crues et apports manuelle pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versant non jaugé de l'Afrique sahélienne et tropical sèche*.
- GRESILLON, J.-M., HERTER, P., & LAHAYE, J.-P. (s. d.). Notes sur le dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crue en Afrique de l'ouest sahélienne ou tropicale. C.I.E.H.
- Gueye, I., & Karambiri, H. (2011). Cours de barrage 2ie, Ouagadougou Burkina Faso.
- Guinko, S. (1984). *Végétation de la Haute volta. Thèse de doctorat Es Sciences naturelles Univ Bordeaux III*.
- INSD. (2009). Annuaire statistique.
- IUCN, iied, & The global water initiative. (2010). Etats des lieux autour du barrage de Kompienga au Burkina Faso.
- IUCN, The global water initiative, & iied. (2010). Etat des lieux autour du barrage de Bagré au Burkina Faso.
- Karambiri, H. (2006). Evacuateurs de crues.
- Karambiri, H., & Niang, D. (2011). Cours d'hydrologie 2ie.
- Le Delliou, P., Aigouy, S., Albert, C., Degoutte, G., deroo, L., Doms, E., ... Ulrich, T. (2016). *Recommandations pour le dimensionnement des évacuateurs de crues de barrages* (cfbr). CFBR.
- LO, M. (2016). Cours de barrage.
- PCD. (2014). Plan Communale de Développement de la commune de Padéma (2014 -2019).
- ROYET, P. (2006). *La surveillance et l'entretien des petits barrages*. Cemagref.

ANNEXES

Fiche technique du barrage de Banwaly

Caractéristiques	
I. Localisation	
Commune	Padéma
Province	Houet
Région	Hauts Bassins
Coordonnées	Longitude : 4°12'19"W Latitude : 11°47'3"N
II. Bassin Versant	
Superficie	3164 km ²
Périmètre	352 km
Débit de crue centennial	736,24 m ³
Débit de crue cinquemillénale	1025,31 m ³
Apports liquide en année moyenne	387 342 891 m ³
III. Retenue	
Cote PEN	284 m
Capacité Normale	107 728 300 m ³
IV. Digue	
Type	Homogène en argile
Côte	287,5 m
Hauteur maximale	14,5 m
Largeur en crête	6 m
Pente talus amont	1V /2,5 H
Pente talus aval	1V /2,5 H
Longueur totale	1700 m
Protection talus amont	rip rap
Protection talus aval	Perré sec
V. évacuateur de crue	
Nombre	01
Position	Semi latéral à la rive gauche
Côte de calage	284 m
Hauteur maximale	11 m
Type	Déversoir Poids trapézoïdale
Longueur totale	315 m
Largeur en crête	0,6 m
Constitution	Béton cyclopéen
Type Bassin de dissipation	ressaut Type II
Longueur bassin	7 m
VI. Ouvrage de prise	
Position	Centrale
Type de commande	Vanne aval
Nombre	01
Nature de la conduite	Fonte
Diamètre de la conduite	Φ 1200
Longueur de la conduite	83,25 m
VII. Coût total des travaux	8 813 224 627 FCFA

ANNEXE I : ETUDES PLUVIOMETRIQUES**ANNEXE I.1 SYNTHÈSE DE L'ANALYSE FREQUENTIELLE**

L'analyse des pluies a été faite à partir des données pluviométriques recueillies à la station de Béréba.

L'ajustement des pluies annuelles moyennes a été fait par la loi de GAUSS, sur un échantillon de 37 valeurs de 1980 à 2016.

Celle des pluies maximales journalières a été faite par la loi de GUMBEL sur de 37 valeurs de 1980 à 2016.

Tableau 1 : Caractéristiques des données pluviométriques de la station de Béréba

Années de mesure des pluies annuelles moyennes	1980 à 2016
Nombre total d'échantillons	37
Années de mesure des pluies journalières maximales	1980 à 2016
Nombre total d'échantillons	37

Source : Météorologie Nationale

L'échantillon est de taille supérieure à 30 ans, durée minimale que doivent avoir les données de ce type pour la validation de l'analyse météorologique.

a) Les pluies annuelles

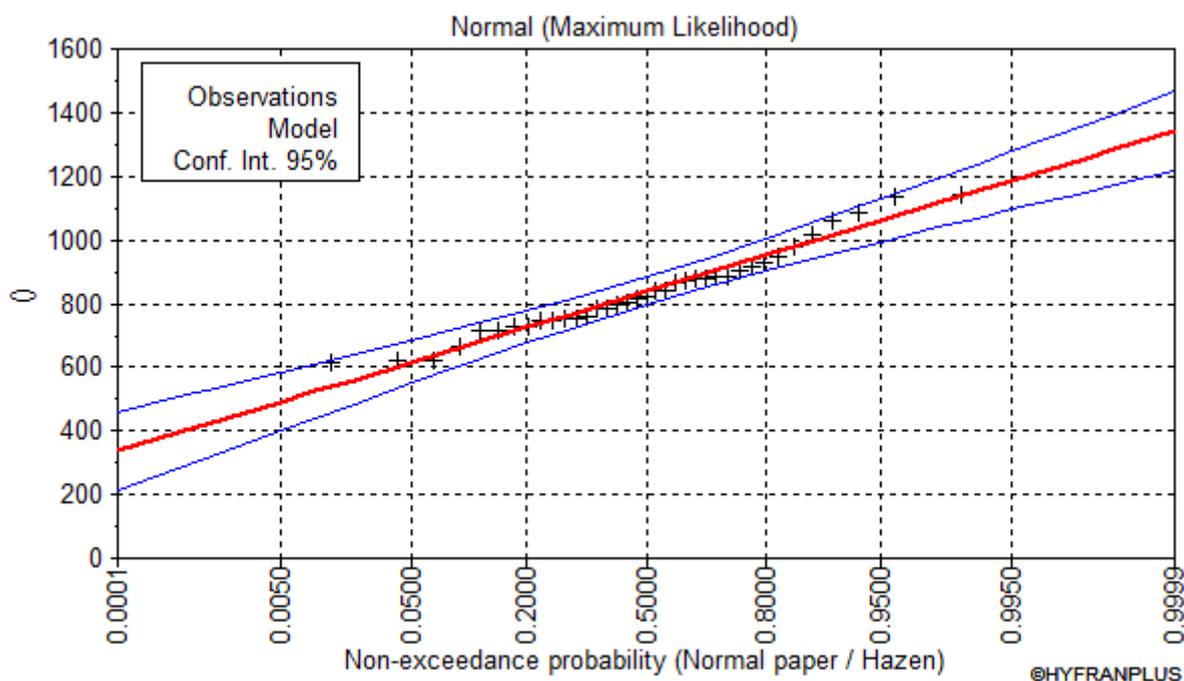
La synthèse de l'analyse des pluies annuelles donne les résultats suivants :

Tableau 2 : Analyse des séries de pluies annuelles à la station de Béréba

Désignation	Résultats
Station	Béréba
Taille de l'échantillon	37
Période de mesures	1980 - 2016
Nombre d'échantillons valides	37
Valeur maximale	1040
Valeur minimale	618
Moyenne	839
Ecart type	135
Médiane	822
Pourcentage Intervalle de	95%

Tableau 3 : Résultats de l'ajustement des séries de pluies annuelles à la station de Béréba

Durée de retour ou dépassement (ans)	Fréquences	Valeurs	Standard déviation	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	1340	63.3	1220	1470
2000.0	0.9995	1280	57.0	1170	1400
1000.0	0.9990	1260	54.0	1150	1360
200.0	0.9950	1190	46.7	1100	1280
100.0	0.9900	1150	43.2	1070	1240
50.0	0.9800	1120	39.6	1040	1190
20.0	0.9500	1060	34.4	994	1130
10.0	0.9000	1010	30.2	953	1070
5.0	0.8000	953	26.0	902	1000
3.0	0.6667	897	23.3	852	943
2.0	0.5000	839	22.2	796	883
1.4286	0.3000	768	23.7	722	815
1.2500	0.2000	725	26.0	675	776
1.1111	0.1000	666	30.2	607	725
1.0526	0.0500	617	34.4	549	684
1.0204	0.0200	561	39.6	484	639
1.0101	0.0100	525	43.2	440	609
1.0050	0.0050	491	46.7	399	582
1.0010	0.0010	421	54.0	315	527
1.0005	0.0005	394	57.0	283	506
1.0001	0.0001	336	63.3	212	460



Graphique 1 : Analyse statistique des données pluviométriques annuelle de Béréba

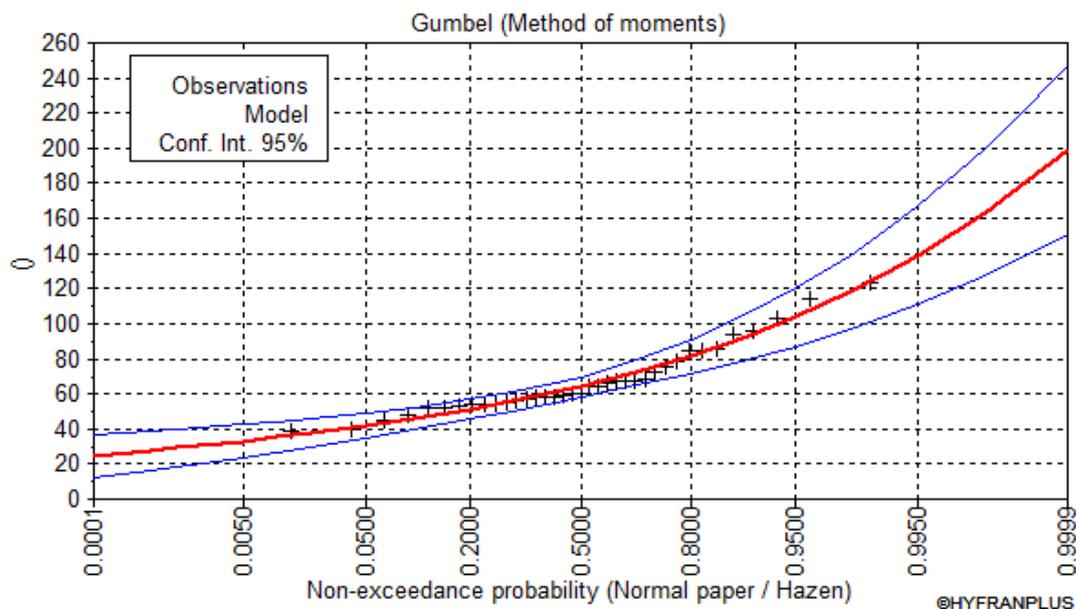
b) Les pluies journalières maximales

Tableau 4 : Analyses des séries de pluies maximales journalières à la station Béréba

Désignation	Résultats
Station	Béréba
Taille de l'échantillon	37
Périodes de mesure	1980 - 2016
Nombre d'échantillons valides	37
Valeur maximale	123
Valeur minimale	39
Moyenne	67,3
Ecart type	19,5
Médiane	60,5
Pourcentage intervalle de	95%

Tableau 5 : Ajustement des séries de pluies maximales journalières à la station de Béréba

Durée de retour ou dépassement (ans)	Fréquences	Valeurs	Standard déviation	Intervalle de confiance (95%)	
10000.0	0.9999	198.67	24.549	150.55	246.80
2000.0	0.9995	174.17	20.355	134.27	214.08
1000.0	0.9990	163.62	18.553	127.25	199.99
200.0	0.9950	139.09	14.382	110.90	167.28
100.0	0.9900	128,5	12.593	103.81	153.19
50.0	0.9800	117.87	10.810	96.683	139.07
20.0	0.9500	103.69	8.4641	87.100	120.29
10.0	0.9000	92,737	6.7002	79.602	105.87
5.0	0.8000	81.315	4.9607	71.590	91.040
3.0	0.6667	72.225	3.7427	64.888	79.562
2.0	0.5000	64.064	2.9457	58.289	69.838
1.4286	0.3000	55.660	2.7067	50.353	60.966
1.2500	0.2000	51.242	2.8811	45.594	56.890
1.1111	0.1000	45.791	3.3320	39.259	52.323
1.0526	0.0500	41.785	3.7797	34.375	49.195
1.0204	0.0200	37.723	4.3000	29.294	46.153
1.0101	0.0100	35.241	4.6414	26.142	44.340
1.0050	0.0050	33.106	4.9457	23.411	42.802
1.0010	0.0010	29.069	5.5424	18.204	39.934
1.0005	0.0005	27.614	5.7630	16.316	38.911
1.0001	0.0001	24.690	6.2131	12.510	36.870



Graphique 2 : Analyse des données pluviométrique journalière de Béréba

Tableau 6 : Synthèse des analyses des séries de pluies annuelles et maximales journalières à Béréba

Pluies périodiques	Valeurs (mm)
Pluie annuelle moyenne (Pan)	839
Pluie décennale humide	1010
Pluie quinquennale humide	953
Pluie quinquennale sèche	725
Pluie décennale sèche	666
Pluie journalière maximale de fréquence décennale humide (P10)	92,74
Pluie journalière maximale de fréquence centennale humide (P100)	128,5

La valeur moyenne de la pluviométrie annuelle est de l'ordre de 839 mm/an. La zone du projet est située entre les isohyètes 750 et 1200 mm. Cette zone climatique correspond au climat tropical sec.

ANNEXE II. ETUDES HYDROLOGIQUES

ANNEXE II.I CARACTERISATION DU BASSIN VERSANT

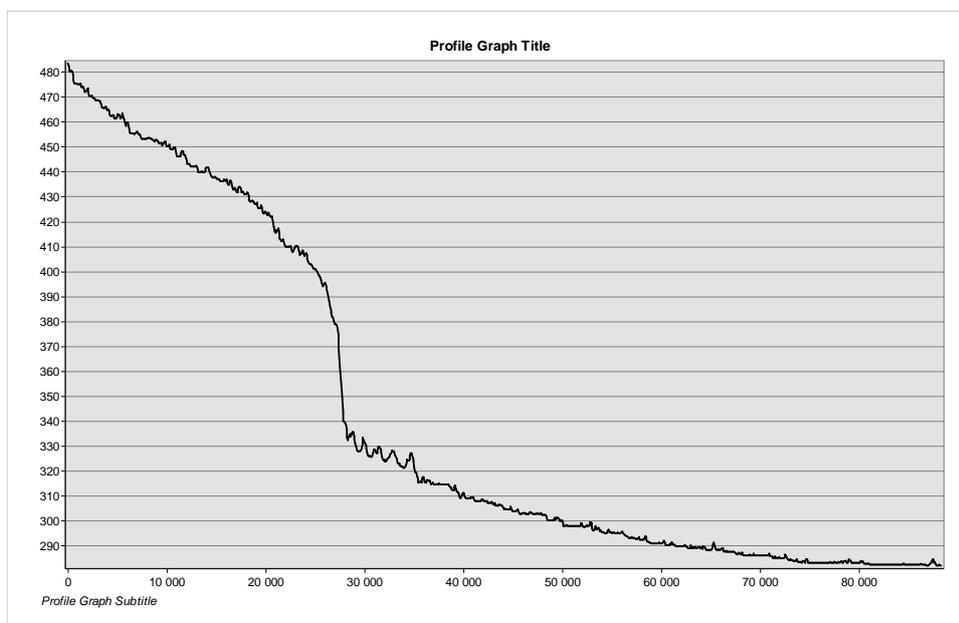
❖ La superficie et le périmètre

Après délimitation sur ARC Gis nous trouvons les caractéristiques suivantes :

Superficie (km ²)	3164
Périmètre (km)	352

❖ La pente longitudinale

Partir du profil en long du cours d'eau principal ci-dessous présenté nous permet de déterminer la pente longitudinale.



Graphique 3 : Profil en long de cours d'eau principal

$$I(\text{‰}) = \frac{\Delta H}{Lc} = \frac{485 - 282}{80} = 2,54$$

$$I(\text{‰}) = 2,54$$

Dans le cas du barrage de Banwaly, la pente du bassin versant est égale à 2,54 ‰ donc comprise entre 2‰ et 5‰ ; ce qui permet de classer le bassin versant alimentant le barrage dans la classe R2. Aussi on peut dire que le bassin correspond à des bassins de pentes faibles constitué de plaine.

❖ La perméabilité du sol

Au regard de la nature du substratum du bassin versant de Banwaly 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 Rodier et Auvrey.

- P1 ou PI : Bassin rigoureusement imperméables ;
- P2 ou I : bassin imperméables avec quelques zones perméables de faibles étendues ;
- P3 ou RI : bassin relativement imperméables avec des zones perméables d'étendu.
- P4 ou P : bassins perméables, sols sableux sans pellicule ou avec un couvert végétal de graminées ;
- P5 ou TP : bassin très perméables, sables éoliens, sables sans pellicules et sans végétation.

❖ Indice de compacité de Gravelus

Cet indice est aussi appel coefficient de forme et correspond au rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle de même forme.

$$Ic = 0,28 * \frac{P}{S^{0.5}} = 0,28 * \frac{252,40}{3164^{0.5}} = 1,77$$

$$Ic = 1,77$$

Le bassin versant est de forme allongé car **Ic > 1**

❖ La longueur du rectangle équivalent

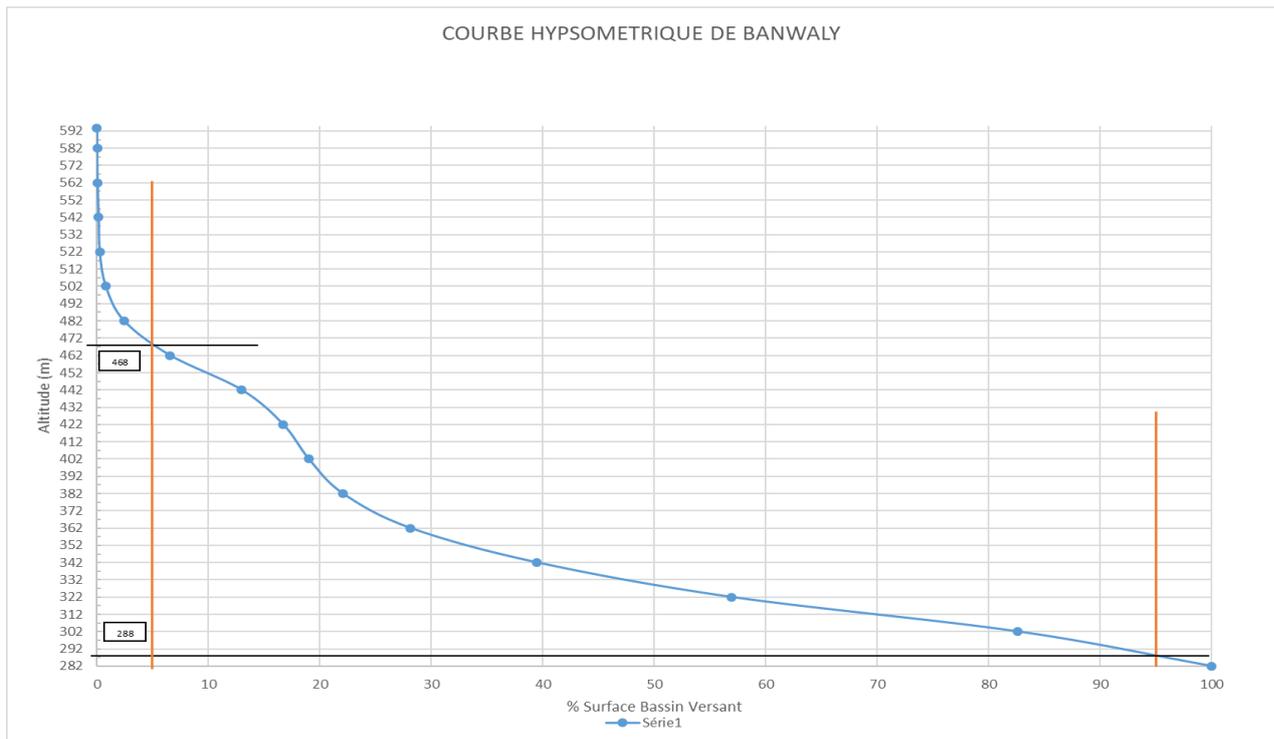
La longueur est calculée par la relation

$$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{(P^2 - 16 * S)}}{4} = \frac{352,40 + \sqrt{(352^2 - 16 * 3164)}}{4} = 155,90$$

$$L_{eq} = 155,90 \text{ km}$$

❖ Courbe Hypsométrique

Elle représente la répartition de la surface du bassin versant en pourcentage en fonction de son altitude



Graphique 4 : courbe hypsométrique

De la courbe nous avons $H_{5\%} = 468$ m et $H_{95\%} = 288$ m.

❖ **Indice global de pente I_g**

Il est défini par la formule

$$I_g \text{ (m/km)} = \frac{D}{L} = \frac{468 - 288}{155,90} = 1,15$$

$$I_g \text{ (m/km)} = 1,15 \text{ ‰}$$

❖ **Indice global de pente I_g corrigé**

- **La pente transversale**

Elle est déterminée en faisant la moyenne de quatre à six pentes transversales calculée en prenant la ligne de plus grande pente des versants.

Dans notre cas $I_t = 9$ m/km.

$$I_{g_{cor}} = \frac{(n - 1) * I_g + I_t}{n} = \frac{(5 - 1) * 1,15 + 9}{5}$$

$$I_{g_{cor}} = 2,75 \text{ m/km}$$

Nous retiendrons un indice de pente de 3 m/km pour la suite des calculs afin d'être conforme avec les données de base de la FAO.

❖ **Le coefficient de ruissèlement décennal (Kr10)**

- **La méthode CIEH de PUECH et CHABI-GONNI**

L'évolution de K_{r10} (%) en fonction de la géologie et de la pluie annuelle déterminée par la méthode de PUCH et CHABI-GONNI en 1983, est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 7 : Equation de détermination de K_{r10} par la méthode de PUECH

Catégorie	Formule
Granites	$K_1 = 2300P_{an}^{-0.67}$
Grès	$K_2 = 300P_{an}^{-0.375}$
Sables	$K_3 = 2,10^7 P_{an}^{-2.2}$
Argile + marnes	$K_4 = 300P_{an}^{-0.3}$
Schistes	$K_5 = 370P_{an}^{-0.375}$

Source : crues et apports ; manuelle pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropical sèche. Bulletin de la FAO CEMAGREF- CIEH : 1996, page 69.

$$K_{r10} = \sum_{i=1}^5 a_i K_i$$

Avec $a_i = \%$ de sol de type i

Dans notre cas notre géologie est hétérogène et est constituée en grande partie de grès (58%) et minoritairement de schiste (42%).

On peut donc utiliser les formules suivantes :

$$K_2 = 300P_{an}^{-0.375} = 300 * 839^{-0.375} = 24,03$$

$$K_5 = 370P_{an}^{-0.375} = 370 * 839^{-0.375} = 29,63$$

$$K_{r10} = 24,03 * 58\% + 29,63 * 42\% = 26,40\%$$

La valeur de kr_{10} déterminée est de 26,40 %

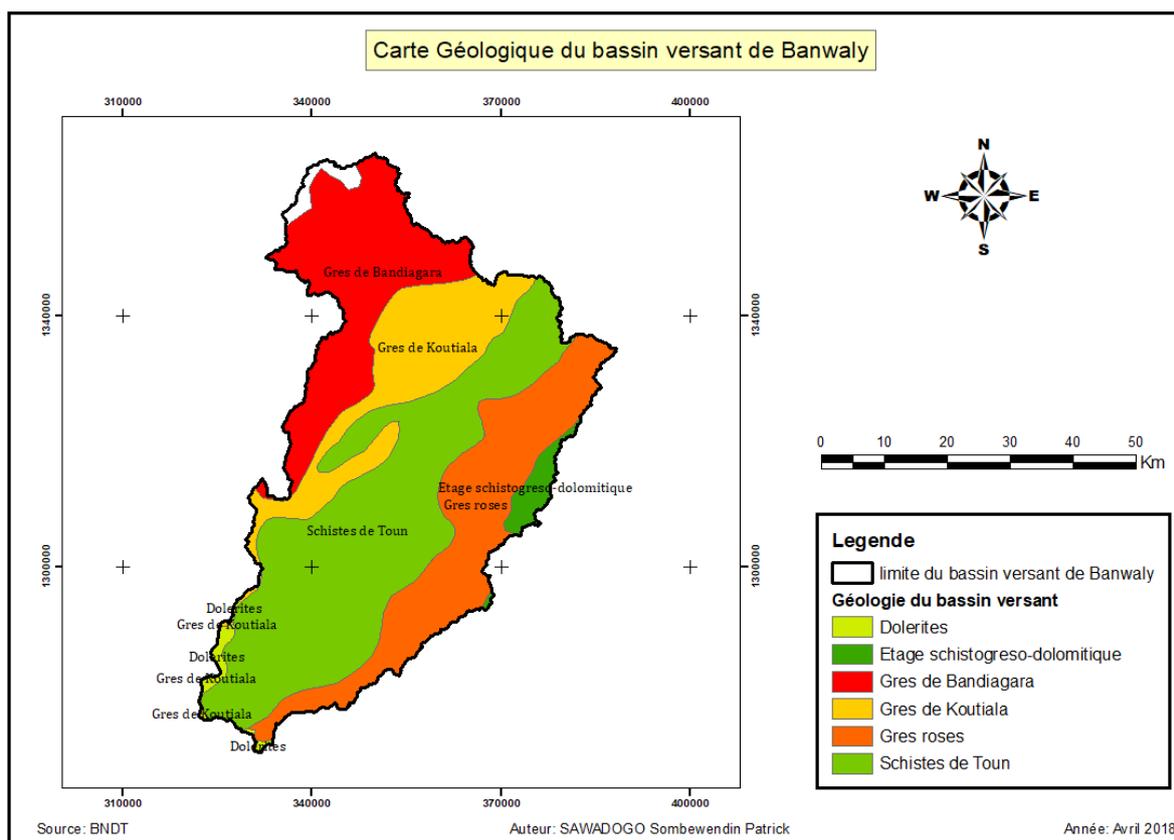


Figure 1 : carte Géologique

- La méthode ORSTOM de détermination de KR10

Pour une précipitation décennale ponctuelle P_{10} différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissèlement Kr_{10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de kr_{70} et kr_{100} . Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide des courbes empiriques ou à partir des équations analytiques des formes générales présentées ci-dessous.

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

En régime tropical sec ; pour un bassin versant dont la superficie est supérieure à 10 km², pour une classe d'infiltrabilité P3 (RI) et pour un indice global de pente comprise entre 3 et 7, les variables a, b et c de kr_{70} et kr_{100} nécessaire à la détermination des coefficients de ruissèlement sont présentées dans le tableau suivant :

Tableau8 : Coefficient de détermination de kr_{70} et kr_{100}

Coefficient de ruissèlement	Ig (m/km)	a	b	c
kr_{70}	3	150	20	15
	7	200	20	18,5

kr ₁₀₀	3	200	30	17
	7	240	30	22

Par interpolation des kr₇₀ et kr₁₀₀ ainsi déterminées à partir des coefficients a, b et c, le kr₁₀ correspondant à l'indice global de pente corrigé de 3 ‰ ainsi déterminé est consignée dans le tableau suivant.

kr ₇₀ (%)	kr ₁₀₀ (%)	kr ₁₀ (%)
15,05	16,57	17,06

Comparaison des résultats

La méthode CIEH de PUECH et CHABI-GONNI : **Kr₁₀ = 26,40 %**

La méthode par ajustement des courbes Kr₇₀ et Kr₁₀₀ : **Kr₁₀ = 16,57 %**

Nous retiendrons la valeur donnée par la méthode CIEH de PUECH et CHABI-GONNI :

Kr₁₀ = 26,40% qui est la plus grande valeur trouvée par les deux méthodes.

ANNEXE II.2 ETUDES DES APPORTS D'EAU DU PROJET

1) Apports liquides

Méthode du déficit d'écoulement annuel

$$D = P - L_e$$

Avec D = le déficit d'écoulement (m)

- ✦ P= la pluviométrie annuelle (m)
- ✦ L_e = la lame d'eau écoulé en (m)

Données :

T	35,36 °C
Pan	839 mm

Appliquons la formule de Coutagne :

$$D = P - \lambda P^2$$

Avec $\lambda = \frac{1}{0.8+0.14*\bar{T}}$

Cette relation est valable si $P \in \left[\frac{1}{8\lambda}; \frac{1}{2\lambda} \right]$

Si $P < \frac{1}{8\lambda}$ alors $D = P$ et $Q = 0$

Si $P > \frac{1}{2\lambda}$ alors $D = \frac{1}{4\lambda} = \frac{0,8+0,14*\bar{T}}{4} = 0,20 + 0,035 * \bar{T}$

Si $\frac{1}{8\lambda} < P < \frac{1}{2\lambda}$ alors $D = P - \lambda P^2$

AN :

$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * \bar{T}} = \frac{1}{0,8 + 0,14 * 35,36} = 0,17$$

$$\lambda = 0,17$$

$$D = P - \lambda P^2 = 0,839 - 0,17 * 0,839^2 = 0,72$$

$$D = 720 \text{ mm}$$

$$L_e = 839 - 720 = 122,41 \text{ mm}$$

$$L_e = 122,41 \text{ mm}$$

D'où

$$k_e = \frac{l_e}{P_{an}} = \frac{122,41}{839} * 100 = 14,59$$

$$k_e = 14,59 \%$$

$$k_{e5} = 0,70 k_e$$

$$k_{e10} = 0,5 k_e$$

AN :

$$k_{e5} = 10,22 \%$$

$$k_e = 14,59 \%$$

$$k_{e10} = 7,3 \%$$

Les apports dans le bassin se résume dans le tableau ci-dessous

Tableau 9 : Apports

Apports liquides					
Période de retour (année)	Pluviométrie (mm)	lame d'eau écoulee	Ke (%)	Superficie (km ²)	Apports liquides (m ³)
Année moyenne	839	122	14,59	3164	387 342 891
Année quinquennal sèche	725	74	10,21	3164	234 298 590
Année décennal sèche	666	49	7,30	3164	153 736 809

2) Apports solides

- Formule de GRESILLON)

$$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1} = 700 * \left(\frac{839}{500}\right)^{-2,2} * 3164^{-0,1} = 100,12$$

$$D = 100,12 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

- Formule de GOTTSCHALK

$$D = 260 * S^{-0,1} = 260 * 3164^{-0,1} = 116,13$$

$$D = 116,13 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{an}$$

Surface	Pluviométrie	Formule de GRESILLON		Formule de GOTTSCHALK		
		D ₁ (m ³ /km ² /an)	V ₁ (m ³ /an)	D ₂ (m ³ /km ² /an)	V ₂ (m ³ /an)	
3164	839	100,12	316 812,21	116,13	367 468,00	342 140

Si nous considérons une période de vie de l'ouvrage de 50 ans, le volume total des sédiments sera de 17 107 005 m³.

ANNEXE III : ETUDE DE LA CUVETTE**ANNEXE III .1 COURBE HAUTEUR VOLUME**

Côte (m)	Surface partielle (m ²)	Superficie moyenne (m ²)	Tranches d'eau (m)	Volume partiel (m ³)	Volume cumulé (m ³)	Superficie cumulée (m ²)
273,00	526,18	263,09	0,00	0,00	0,00	0,00
273,50	5 955,16	3 240,67	0,50	1 620,33	1 620,33	3 240,67
274,00	13 251,61	9 603,38	0,50	4 801,69	6 422,03	12 844,05
274,50	23 855,34	18 553,48	0,50	9 276,74	15 698,76	31 397,53
275,00	37 765,30	30 810,32	0,50	15 405,16	31 103,92	62 207,84
275,50	62 740,66	50 252,98	0,50	25 126,49	56 230,41	112 460,82
276,00	112 564,07	87 652,37	0,50	43 826,18	100 056,59	200 113,19
276,50	168 169,10	140 366,59	0,50	70 183,29	170 239,89	340 479,77
277,00	288 000,01	228 084,55	0,50	114 042,28	284 282,16	568 564,33
277,50	516 408,10	402 204,05	0,50	201 102,03	485 384,19	970 768,38
278,00	1 474 336,85	995 372,47	0,50	497 686,24	983 070,43	1 966 140,85
278,50	2 285 891,00	1 880 113,93	0,50	940 056,96	1 923 127,39	3 846 254,78
279,00	4 574 622,79	3 430 256,90	0,50	1 715 128,45	3 638 255,84	7 276 511,68
279,50	6 137 361,46	5 355 992,13	0,50	2 677 996,06	6 316 251,90	12 632 503,81
280,00	7 867 970,14	7 002 665,80	0,50	3 501 332,90	9 817 584,80	19 635 169,61
280,50	10 017 622,86	8 942 796,50	0,50	4 471 398,25	14 288 983,05	28 577 966,11
281,00	13 085 903,60	11 551 763,23	0,50	5 775 881,62	20 064 864,67	40 129 729,34
281,50	17 016 400,91	15 051 152,26	0,50	7 525 576,13	27 590 440,80	55 180 881,60
282,00	21 920 141,48	19 468 271,20	0,50	9 734 135,60	37 324 576,40	74 649 152,79
282,50	28 307 612,99	25 113 877,23	0,50	12 556 938,62	49 881 515,01	99 763 030,03
283,00	34 956 343,42	31 631 978,20	0,50	15 815 989,10	65 697 504,12	131 395 008,23
283,50	41 747 708,28	38 352 025,85	0,50	19 176 012,93	84 873 517,04	169 747 034,08
284,00	49 671 424,03	45 709 566,16	0,50	22 854 783,08	107 728 300,12	215 456 600,24
284,50	56 521 089,34	53 096 256,69	0,50	26 548 128,34	134 276 428,46	268 552 856,93
285,00	62 959 189,77	59 740 139,56	0,50	29 870 069,78	164 146 498,24	328 292 996,48
285,50	69 553 275,92	66 256 232,85	0,50	33 128 116,42	197 274 614,66	394 549 229,33
286,00	79 396 615,01	74 474 945,47	0,50	37 237 472,73	234 512 087,40	469 024 174,79
286,50	86 497 905,03	82 947 260,02	0,50	41 473 630,01	275 985 717,41	551 971 434,81
287,00	90 000 000,00	88 248 952,52	0,50	44 124 476,26	320 110 193,67	640 220 387,33
287,50	100 305 882,42	95 152 941,21	0,50	47 576 470,60	367 686 664,27	735 373 328,54

ANNEXE III .2 ESTIMATION DES BESOINS

- Les cultures

L'estimation des besoins s'est faite avec l'oignon comme culture, l'efficacité du système étant de 0,6.

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
Eto (mm/j)	4,45	4,29	4,86	5,51	6,24
Kc	0,63	0,95	1,05	0,98	0,85
ETM (mm/j)	2,78	4,08	5,10	5,40	5,30
ETM (mm)	83,44	126,34	158,19	151,19	164,42
P (mm/j)	6	2	1	1	8
Pe (mm)	5,9	2	1	1	7,9
ETM - Pe (mm)	77,54	124,34	157,19	150,19	156,52
besoin de la plante (mm/j)	2,58	4,01	5,07	5,36	5,05
besoin net (m ³ /ha)	775,38	1 243,41	1 571,93	1 501,94	1 565,24
besoin net total (m3)pour 2000 ha	1 550 750	2 486 810	3 143 860	3 003 888	3 130 480
besoin brut total (m3)pour 2000 ha	2 584 583	4 144 683	5 239 767	5 006 480	5 217 467

- Domestiques

Calcul des Besoins					
Mois	novembre	décembre	janvier	février	mars
Besoins domestiques (m ³)	82 812	85 572	85 572	77 291	85 572

ANNEXE III .2 ESTIMATION DES PERTES

Calcul des Besoins					
Mois	novembre	décembre	janvier	février	mars
Pertes par évaporation (mm)	170,45	194,08	206,26	201,49	222,30
Perte par infiltration en (mm)	60	62	62	56	62
Somme des pertes en (m)	0,23	0,26	0,27	0,26	0,28

ANNEXE IV : LA METHODE DE DETERMINATION DU DEBIT DECENNAL PAR LA METHODE DE GRADEX

Cette méthode a pour but de rechercher les débits maximaux de crue pour les fréquences d'apparition rares et très rares (temps de retour de plus de 100ans). Cette méthode est intéressante car elle tient compte de l'information pluies pour compléter l'information débit.

Détermination des temps de concentration

- La formule de Kirpich

$$T_c = 0,01947 * L^{0,77} * I^{-0,385} = 0,01947 * 90,71^{0,77} * 0,00206^{-0,385} = 23,07$$

$$T_c = 23,07 \text{ h}$$

- La formule de Turraza

$$T_c = 1,662 * S^{0,5} = 1,662 * 316 \text{ 427}^{0,5} = 15,58$$

$$T_c = 15,58 \text{ h}$$

- La formule de Giandotti

$$T_c = \frac{4 * A^{0,5} + 1,5 * L}{0,8 * h^{0,5}} = \frac{4 * 3164^{0,5} + 1,5 * 90,71}{0,8 * (468,5 - 282)^{0,5}} = 33,05$$

$$T_c = 33,05 \text{ h}$$

En résumé pour le temps de concentration

formule de Kirpich (h)	Formule de Turraza (h)	Formule de Giandotti (h)	Moyenne
23,07	15,58	33,05	24

✚ Le Gradex des pluies

$$P_2 - p_1 = G_p * u$$

P₂ : pluie avec période de retour, P₂ = 100

P₁ : pluie avec période de retour égale à P₁ = 10ans

$$u = -\ln(-\ln(F))$$

$$G_p = \frac{128,50 - 92,74}{-\ln(-\ln(0,9))} = 15,89$$

$$G_p = 15,89 \text{ mm}$$

Le Gradex des débits

$$G_q = G_p * \frac{A}{3,6 * t_c}$$

$$G_q = 15,89 * \frac{3164}{3,6 * 24} = 584,71$$

$$G_q = 584,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

Nous aurons l'équation de la droite :

$$Q_t = 584,71 * u + x_0$$

Connaissant Q_{10} , on déduit x_0 :

$$T = 10 \text{ ans} \text{ donc } F = 0,9 \text{ et } u = 2,25$$

$$x_0 = Q_{10} - 584,71 * 2,25 = -1047,26$$

Ainsi la droite de Gumbel pour les débits s'écrit :

$$Q_t = 584,71 * u - 1047,5$$

Pour

	Période de retour	Débit (m ³ /s)
$T =$	100	1 643
	1 000	2 992
	5 000	3 933
	10 000	4 338

$$Q_{5000} = 3\ 933 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Par la méthode de Gradex nous avons un débit $Q_{5000} = 3\ 933 \text{ m}^3/\text{s}$. Le barrage de Banwaly et le barrage de Samendéni appartiennent au même grand bassin versant et partagent une ligne de partage des eaux. Comparé ce débit à celui du barrage de Samendéni ($Q_{5000} = 1\ 171 \text{ m}^3/\text{s}$) il ressort que notre débit doit être réévalué. Nous allons sur l'hypothèse qu'il existe une affinité entre les débits du barrage de Samendéni et celui du barrage de Banwaly.

Débits de crue	Q100 (m ³ /s)	Q1 000 (m ³ /s)	Q5 000 (m ³ /s)	Q10 000 (m ³ /s)
Samendéni	636	944	1171	1245
Rapports d'affinité entre les crues		Q100 et Q1000	Q100 à Q5000	Q100 à Q 1000
		1,48	1,84	1,96
Banwaly	736,24	1089,63	1354,68	1443,03

Nous retiendrons finalement la valeur de $Q_{5000} = 1354,68 \text{ m}^3/\text{s}$. Par la suite ce débit sera écrêté afin de la réduire pour permettre de faire un dimensionnement économique.

ANNEXE V : LAMINAGE DE LA CRUE DU PROJET

Elle est calculée par la méthode EIER-CIEH ou méthode du « x0 », une solution itérative à l'équation du laminage qui permet de déterminer itérativement, la longueur du seuil déversant une fois que l'on s'est fixé une lame d'eau déversant.

Ainsi, pour calculer la longueur d'un déversoir, on procédera de la manière suivante :

- On calcule L_1 sans tenir compte de l'effet de laminage :

$$Q_{max} = mL_1 h \sqrt{2gh} = 1354,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{max} = 1354,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc

$$L_1 = \frac{Q_{max}}{m * h * \sqrt{2gh}}$$

$$L_1 = 416,19 \text{ m}$$

On calcule X_{01}

$$X_{01} = \frac{m^2 * g * L_1^2 * Q_{max} * t_m^3}{S^3}, \text{ puis } \log_{10} X_{01}$$

$$X_{01} = 5,64$$

$$\log_{10} X_{01} = 0,75$$

$$\beta_1 = 77,51$$

$$Q_{emax} = 77,51\% * Q_{cmax} = 1050,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{emax} = 1050,07 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L_2 = \frac{Q_{max}}{m * h * \sqrt{2gh}} = \frac{1050,07}{0,4 * 1,5 * \sqrt{2 * 9,81 * 1,5}} = 322,60 \text{ m}$$

$$L_2 = 322,60 \text{ m}$$

Le tableau ci-dessous résume les valeurs issues des itérations et des interpolations

	X_0	$\log_{10}(X_0)$	β_1 (%)	Qemax	L1
1	5,64189	0,751	77,514	1050,071	322,606
2	3,38991	0,530	75,302	1020,101	313,398
3	3,19916	0,505	75,050	1016,693	312,352
4	3,17783	0,502	75,021	1016,300	312,231
5	3,17537	0,50179	75,018	1016,254	312,217
6	3,17508	0,50176	75,018	1016,249	312,215
7	3,17505	0,50175	75,018	1016,248	312,215

Nous avons à la fin des itérations un laminage de 75,69 % pour une longueur de déversoir de 315 m.

ANNEXE VI : ETUDE DE LA DIGUE ET DE SES OUVRAGES ANNEXES**ANNEXE VI.1 LA DIGUE****1. Hauteur de la digue (E)**

La hauteur du barrage (E) est égale à la hauteur normale de la retenue des eaux (H) majorée de la charge maximale au-dessus du déversoir de crue et de la revanche (R).

$$E = H + h + R = 11 + 1,5 + 2 = 14,5$$

$E_{maxi} = 14,5 \text{ m}$

2. Niveau des plus Hautes Eaux (PHE)

Le niveau des plus hautes eaux PHE est égal au niveau de la retenue augmentée de la lame d'eau au-dessus du déversoir.

La hauteur PHE est donnée par la formule $PHE = PNE + Charge \text{ d'eau} = 11 + 1,5 = 12,5$

Nous retiendrons la valeur de **285,5** m comme cote de calage du PHE

3. Largeur en crête

Des formules empiriques permettent de déterminer cette hauteur, dans la pratique la largeur en crête L_c est supérieur à trois (03) mètre.

$$\text{KNAPPEN } l_c = 1,65 * \sqrt{E}$$

$$\text{PREECE } l_c = 1,1 * \sqrt{E} + 1$$

$$\text{Autres formules } l_c = 3,6 * \sqrt[3]{E} - 3$$

KNAPPEN	PREECE	Autres formules	moyenne
6,28	5,19	5,78	5,75

Nous retiendrons la moyenne des trois formules qui est de **6 m**

4. Effet des vagues et revanche libre

La hauteur des vagues peut être calculée selon des formules empiriques

▪ Formule de Mallet et Pacquant

- La hauteur des vagues

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{f}$$

h= hauteur des vagues (m)

f= fetch (km)

$$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{14,85} = 1,78 \text{ m}$$

$$h = 1,78 \text{ m}$$

- La vitesse des vagues

La vitesse de propagation des vagues de hauteurs comprises entre 0.5 et 2m est donnée par la formule

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * h$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} * 1,78 = 2,69$$

$$V = 2,69 \text{ m/s}$$

- La revanche libre

La revanche libre R est donnée par la formule

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

$$R = 0,75 * \left(1,78 + \frac{2,69^2}{2 * 9,81} \right) = 1,61$$

$$R = 1,61 \text{ m}$$

▪ Formule de GAILLARD

-La vitesse des vagues

La vitesse de propagation des vagues peut être évaluée approximativement par la formule

$$V = 1.5 + 2 * h$$

$$V = 1.5 + 2 * 1,78 = 5,07 \text{ m/s}$$

$$V = 5,07 \text{ m/s}$$

La revanche libre minimum peut être approximée par la formule :

$$R = 0,75 * h + \frac{V^2}{2 * g} = 0,75 * 1,78 + \frac{5,07^2}{2 * 9,81} = 2,65$$

$R = 2,65 \text{ m}$

- **La revanche libre minimum autre formule :**

$$R = 1 + 0,3 * \sqrt{f}$$

$$R = 1 + 0,3 * \sqrt{14,85}$$

$R = 2,16 \text{ m}$

- Approche simplifié

Les chercheurs du comité des Grands Barrages proposent des recommandations sur l'estimation de la revanche en fonction du volume de la retenue et la hauteur de la digue (H) pour les petits barrages.

Les valeurs proposées sont consignées dans le tableau ci-dessous :

$H^2\sqrt{V}$	5	30	100	700	1500
R min (m)	0,4	0,6	0,8	1,05	1,3

Source : Petits Barrages : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi- Cemagref – Comité Français des grands barrages.

Pour une hauteur de la digue de **14,5 m** et un volume de la retenue de **107,73 mm³**, le coefficient $H^2\sqrt{V} = 2182,23$. En procédant par extrapolation la revanche minimale est de **1,76 m**.

Il sera donc considéré une valeur de :

$$R = 2 \text{ m}$$

Avec la digue fixée à la côte **287,5 m**, la revanche libre au-dessus du déversoir actuel est de :

$$R = \text{côte digue} - (\text{côte PEN} + \text{Lame d'eau au dessus du déversoir})$$

$$R = 287,5 - (284 + 1,5) = 2 \text{ m}$$

Nous avons donc une revanche libre totale de 3,5 m.

ANNEXE VI.2 ETUDES DES INFILTRATION ET STABILITE DU BARRAGE

Détermination de section de la digue

- **Calcul de la base l_B**

Nous savons que $l_B = l_c + H_B * \left[\frac{1}{tg\alpha_1} + \frac{1}{tg\alpha_2} \right]$

$$l_B = 6 + 14,5 * (2,5 + 2,5) = 78,50 \text{ m}$$

- **Détermination des paramètres du drain**

- **Longueur du drain à mettre en place**

Elle est prise égal $\left(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3} \right) * L_f$

$$Ld = \frac{l_B}{3.5} = \frac{78,50}{3.5}$$

$$Ld = 22,43 \text{ m}$$

- **Calcul du paramètre b**

$$b = \frac{Hr}{tg\alpha} = \frac{11}{2,5} = 27,5 \text{ m}$$

$$b = 27,5 \text{ m}$$

- **Calcul du paramètre d**

$$d = l_B - Ld - 0,7 * b$$

$$d = 78,50 - 22,43 - 0,7 * 27,5 = 36,82$$

$$d = 36,82 \text{ m}$$

- **Détermination de Y_0**

$$y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

$$y_0 = \sqrt{11^2 + 36,82^2} - 36,82 = 1,61 \text{ m}$$

$$y_0 = 1,61 \text{ m}$$

✓ Equation de fuite

L'équation du débit de fuite est établie comme suite

$$\text{avec } q = k (\sqrt{H^2 + d^2} - d)$$

✓ Évaluation du débit de fuite

$$q = k_r * y_0$$

$$K_r = \text{perméabilité du remblai ; } K_r = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

$$q = 1 * 10^{-6} * 1,61$$

$$q = 1,61 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de fuite calculé pour la digue est faible mais pas négligeable, d'où la nécessité d'évacuer cette eau hors des fondations, car elle devient un danger pour la stabilité de l'ouvrage. Ainsi, il est nécessaire d'envisager un dispositif de protection contre ces eaux, qui est composé du drain filtre.

✓ Caractéristiques du drain

- L'épaisseur du drain

$$e_d = 2 * \left[\frac{q * l_d}{K_d} \right]$$

$$k_d = k_{\text{argile}} = 10^{-4} \text{ m/s}$$

$$e_d = 2 * \left[\frac{1,61 * 10^{-7} * 22,43}{10^{-4}} \right]^{0,5} = 0,38 \text{ m}$$

Nous retiendrons la valeur de 0,5 m

$$e = 50 \text{ cm}$$

- Longueur du drain

$$Ld = 22,43 \text{ m}$$

- **La hauteur du drain**

$$y_0 = h_d = 1,61 \text{ m}$$

✓ **Protection des talus amont et aval :**

$$e = 1,5 * D_{50}$$

$$D_{50} = f(h_v) = 0,3 \text{ m}$$

$$e = 1,5 * 0,3 = 0,45 \text{ m}$$

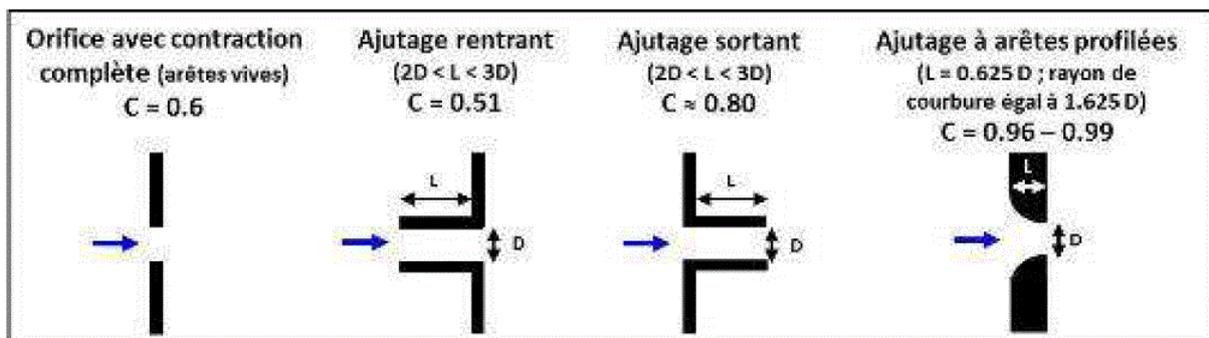
On adoptera ainsi une protection amont en enrochement de 0,45 mètre et en aval une protection en matériau latéritique de 0,45 mètre.

ANNEXE VI.3 OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE

✓ Détermination du diamètre de la conduite de prise

Le débit d'équipement du périmètre est de 3,46 l/s/ha

Figure 11: choix du coefficient de débit



Source : Lancaster A. 1999 : hydraulique général

D'après le tableau ci-dessous nous pouvons choisir $C = 0,80$

$$\Delta H = \text{Côte PEN} - \text{Côte de l'eau à la sortie} = 284 - 281 = 3 \text{ m}$$

Nous adopterons une conduite de prise circulaire

$$Q = c * \pi * \frac{D^2}{4} * \sqrt{2gh} \quad \longrightarrow \quad D = \sqrt{\frac{4*Q}{c*\pi*\sqrt{2gh}}}$$

Tableau10: diamètre de la conduite

Débit d'équipement (l/s/ha)	Débit de pointe (m3/s)	h	V (m3)	Vitesse maximale (m/s)	Q moyen (m3/s)	Diamètre de la conduite (mm)
3,46	6,92	3	107 728 300	6,1	6,94	1200

Nous prévoyons une conduite en fonte ductile de Φ 1200 afin d'irriguer le périmètre à l'aval.

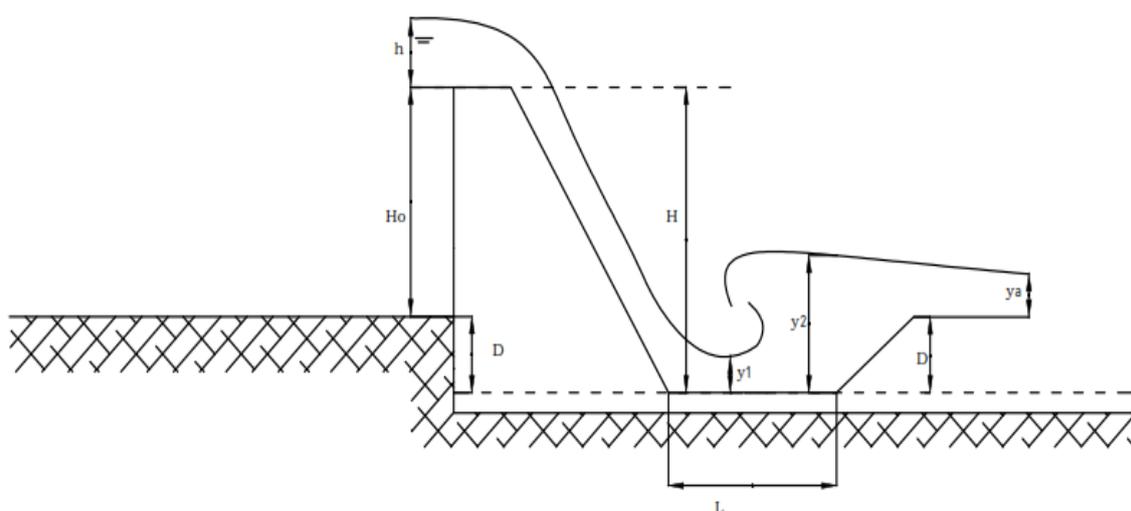
- ✓ Détermination du temps de vidange

Tableau11: temps de vidange

Cote vidange (m)	Charge d'eau (m)	Surface du barrage au PEN (m ²)	Section batardeau (m ²)	Temps de vidange (jrs)
280	4	215 456 600	30	75

Le temps de vidange du barrage est de 75 jours.

ANNEXE VII : DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION



Après la détermination du débit du projet nous allons dimensionner les blocs de chutes les blocs chicanes

Le dossier d'étude du barrage prévoit un déversoir poids que nous allons dimensionner.

Le débit du projet est de $1025,31 \text{ m}^3/\text{s}$

La lame d'eau au-dessus du seuil déversant est déterminée par la formule $h = 1,5$

La cote du seuil déversant : 284 m

La hauteur du seuil déversant $H_0 = 6 \text{ m}$

✚ Détermination de l'enfoncement **D** du bassin de dissipation

On assimile le chenal situé immédiatement après le bassin de dissipation à un canal de BRESSE (canal de largeur infinie).

Le débit unitaire dans le chenal est $q = Q_0/l$ avec

Q_0 le débit de crue et l , la largeur du bassin de dissipation

$$q = ks \cdot I^{1/2} \cdot y_n^{5/3} \text{ d'où } y_n = (q / (ks \cdot I^{1/2}))^{3/5}$$

Ks coefficient de rugosité ; $Ks = 70$

I la pente moyenne du chenal ; $I = 0,6\%$

Y_n la profondeur normale de l'eau dans le chenal

l la largeur au plafond du chenal, $l = 315 \text{ m}$

Grace aux travaux de GRESSILLION et LAHAYE, nous pouvons déterminer l'enfoncement **D** en fonction de la profondeur du lit aval y_n/H_0 et de la lame d'eau au-dessus du seuil h_0/H_0

Sur l'abaque (techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale page 128) on lit la valeur de D/H_0 qui me renseigne sur la valeur de l'encaissement D du bassin de dissipation.

$q(m^3/s/ml)$	$Y_n(m)$	y_n/H_0	h/H_0	D/H_0	$D(m)$
3,25	0,74	0,12	0,25	0,34	2,04

Nous retiendrons $D=2$ m.

Caractéristiques d'entrée du ressaut

- Le débit unitaire au-dessus du seuil

$$q_0 = m * (2 * g)^{1/2} * h_0^{3/2}$$

Avec m le coefficient de débit = 0,4

h_0 la hauteur de l'eau au-dessus du déversoir

$$q_0 = 0,4 * (2 * 9,8)^{1/2} * 1,5^{3/2} = 3,25 \text{ m}^3/s$$

- La vitesse au-dessus du seuil

$$V_0 = \frac{q_0}{h_0} = \frac{3,25}{1,5} = 2,17 \text{ m/s}$$

- H_e La ligne d'eau

$$H_e = h_0 + \frac{V_0^2}{2g} = 1,5 + \frac{2,17^2}{2 * 9,8} = 1,74 \text{ m}$$

- Z la hauteur de chute

$$Z = H_e + D + H_0 = 1,74 + 2 + 6 = 9,74 \text{ m}$$

- y_1 la profondeur de l'eau à l'entrée du bassin

$$y_1 = \frac{q_0}{(2 * g * (Z - y_1))^{0,5}}$$

Par itération nous avons $Y_1 = 0,24$

- La vitesse à l'entrée du bassin

$$v_1 = (2 * g * (0,9 * (h_0 + H_0 + D) - y_1))^{0,5}$$

Avec $y_1 = Q/(l * v_1)$

Par itération $y_1 = 0,24 \text{ m}$ et $v_1 = 12,76 \text{ m/s}$

Le nombre de Froude :

$$F_{r1} = \frac{v_1}{\sqrt{g * y_1}} = \frac{12,76}{\sqrt{9,8 * 0,24}} = 8,35$$

$$F_{r1} = 8,35$$

Caractéristiques au sortie

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * F_{r1}^2} - 1 \right) = \frac{0,24}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 8,35^2} - 1 \right) = 2,70 \text{ m}$$

$$V_2 \text{ la vitesse a la sortie } V_2 = \frac{q_0}{y_2} = \frac{3,25}{2,70} = 1,21 \text{ m/s}$$

La condition pour que le ressaut reste dans le bassin de dissipation

$$y_2 \leq y_n + D \quad \longrightarrow \quad 2,70 < 0,74 + 2$$

Condition vérifié pour $D = 2 \text{ m}$

Choix du bassin de dissipation et ses caractéristiques

$$F_{r1} = 8,35 > 4,5$$

Le ressaut se produit alors nettement. La mise en place des blocs et des déflecteurs permet de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval. Ici la vitesse ne dépasse pas 15m/s nous utiliserons le bassin de type II.

✚ La largeur du bassin $\frac{L}{y_2} = 2,6 \text{ d'ou } L = 2,6 * 2,76 = 7,02 \text{ m}$

Nous retiendrons une valeur de 7 m

✚ Les blocs de chutes

la hauteur de chute $h_1 = y_1 = 0,25$

- Largeur en base 0,25
- Largeur en crête 0,25
- Espacement 0,25

✚ Les blocs chicanes :

- Hauteur $\frac{h_2}{y_1} = 2 \text{ d'ou } h_2 = 2 * 0,25 = 0,5 \text{ m}$

- Largeur en base $0,75 * h_2 = 0,75 * 0,65 = 0,38$, *valeur retenue 0,4 m*
- Largeur en crête $0,2 * h_2 = 0,2 * 0,5 = 0,1$
- Espacement $0,75 * h_2 = 0,75 * 0,5 = 0,38$; *valeur retenue 0,4 m*
- Distance bloc de chute- bloc chicane $0,8 * y_2 = 0,8 * 2,70 = 2,16$; *valeur retenue 2,5*

✚ Seuil terminal

- Hauteur $\frac{h_4}{y_1} = 1,5$ d'ou $h_4 = 0,38$; *valeur retenue 0,5 m*

ANNEXE VIII : LE CHENAL D'EVACUATION

La formule de Manning Strickler a été utilisée pour la détermination du tirant d'eau dans le chenal.

$$\frac{Q}{\sqrt{I} * k_s} = \frac{y_n(b + my_n)^{5/3}}{(b + 2y_n\sqrt{1 + m^2})^{2/3}}$$

Avec :

$$Q = 1025,31 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$k_s = 40$$

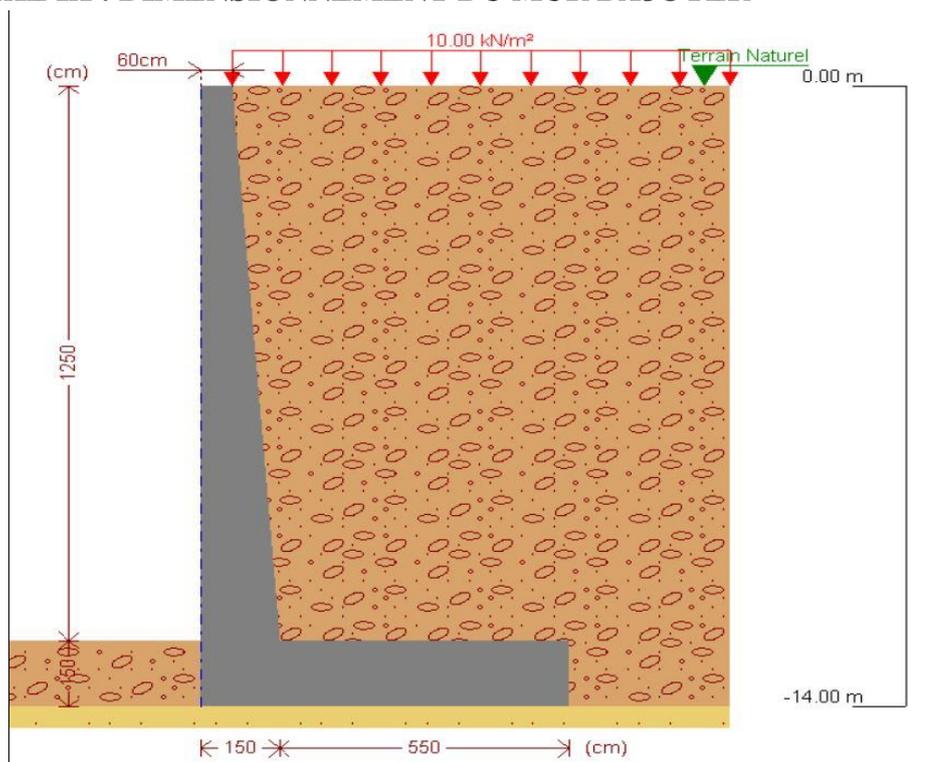
$$b = 315 \text{ m}$$

$$m = 1$$

$$I = 0,4\%$$

Après une série de simulation $y_o = \mathbf{1,2 \text{ m}}$

ANNEXE IX : DIMENSIONNEMENT DU MUR BAJOYER



- Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement a donné les paramètres suivants :

Données à introduire				Radian
a (m)	0	$\beta(^{\circ})$	0	0
b(m)	0,6	$\phi' (^{\circ})$	30	0,52
b'(m)	1,5	$\phi's (^{\circ})$	33	0,58
c(m)	5,5	$\gamma T(Kn/m^3)$	20	
h(m)	1,5	$\gamma_{béton}(Kn/m^3)$	25	
H(m)	14			
L(m)	14	B(m)	5	
q(kN/m ²)	10			

- Calcul des différentes forces et moment

Les différentes formules qui ont été utilisées :

Coefficient de poussée

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

- Poids de la semelle

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

- Poids du voile

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

- Poids des terres

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

- Poids des surcharges

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

- Force de poussées des terres

$$F_{PT}(KN/ml) = K_a * \gamma_{sol} * \frac{H^2}{2}$$

- Force de poussée des surcharges

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

- Moment de renversement par rapport au point O

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

- Moment stabilisant par rapport au point O

$$M_{St}(KN/m) = P_S * \left(\frac{b' + c}{2}\right) + P_V * \left(\frac{b' + b}{4}\right) + P_T * \left(b' + \left(\frac{c}{2}\right)\right) + P_q * \left(b' + \left(\frac{c}{2}\right)\right)$$

Poids total de l'ouvrage

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

Force totale de poussée

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

Moment par rapport à l'axe de la semelle

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

L'excentricité

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

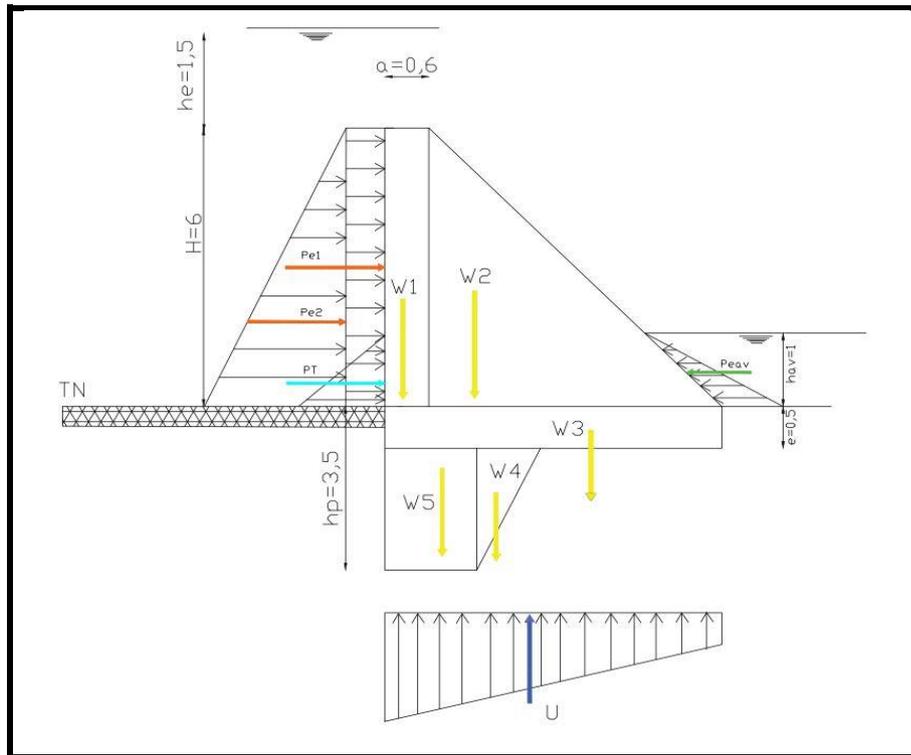
Les résultats sont les suivants :

Coefficient de poussée Ka	0,33
Poids de la semelle (kN/ml)	262,5
Poids du voile (kN/ml)	367,5
Poids des terres (kN/ml)	1666,0
Poids des surcharges (kN/ml)	64
Forces de poussée des terres FPT (kN/ml)	792,83
Forces de poussée des surcharges FPq (kN/ml)	51,15

Moment renversant par rapport au point O"MR" (kN.m)	2545,50
Moment stabilisant par rapport au point O"Mst" (kN.m)	4492,68
Poids total de l'ouvrage N (KN/ml)	2360,00
force totale de poussée ou Résultante de poussée V (KN/ml)	843,98
Moment total par rapport à l'axe de la semelle MG (KN.m)	2545,50
l'excentricité "e" (m)	0,83

Vérifications du mur bajoyer	Formule	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement	$\frac{MST}{MR} \geq 1,5$	1,76	VRAI
Stabilité au non soulèvement(m)	$e \leq \frac{B}{6} = 1,17$	0,83	VRAI
Stabilité au poinçonnement (bar)	$\delta_{ref} \leq q_{adm}$	621	VRAI
Stabilité au glissement	$\frac{N \tan \phi'_s}{V} \geq 1$	1,82	VRAI

ANNEXE X : DIMENSIONNEMENT DE L'EVACUATEUR DE CRUE



Bilan des forces présentes

- Les forces horizontales

- La poussée de l'eau

$$P_{e1} = \gamma_w H h e$$

$$P_{e2} = \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2$$

$$P_{ea} = \frac{1}{2} * \gamma_w * h_{av}^2$$

γ_w = Poids volumique de l'eau

H = Hauteur du déversoir

h_e =Lame d'eau déversante

γ_w (kN/m ³)	H (m)	h_e (m)	h_{av} (m)	P_{e1} (kN)	P_{e2} (kN)	P_{ea} (kN)
10	6	1,5	1	90	180	5

✚ La poussée des sédiments

La poussée des sédiments se traduit par la formule suivante

$$P_T = \frac{1}{2} * \gamma_i * h_i^2 * tg^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\theta}{2} \right)$$

γ_i = Poids volumique immergé des sédiments

γ_i (kN/m ³)	h_i (m)	θ	P_t (kN)
18	2,4	30°	17,28

▪ Les forces verticales

Le poids propre du déversoir

$$P_p = S * \gamma_b$$

S =Section transversale du déversoir

γ_b =Le poids volumique du béton (25 kN/m³)

Section 1 (m ²)	Section 2 (m ²)	Section 3 (m ²)	Section 4 (m ²)	Section 5 (m ²)	P_p (kN)
3,60	18	3,30	0,75	3,6	731,25

✚ La sous pression

$$u_1 = \gamma_w * h_1 = 10 * 1 = 10$$

$$u_1 = 10 \text{ kN}$$

$$u_2 = \gamma_w * \left[h + \frac{2}{3} * (H - h) \right] = 10 * \left[1 + \frac{2}{3} (6 + 1,5 - 1) \right] = 53,33$$

$$u_2 = 53,33 \text{ kN}$$

a) Stabilité au glissement

$$F = \frac{C * S + (W - U)tg\varphi}{P}$$

C : la cohésion du sol

S = surface de glissement

φ = Angle de frottement interne du sol

C (kN/m ²)	S (m)	W-U	P	F avec (cohésion)	F (sans cohésion)
18,74	6,60	667,92	282,28	1,54	1,98

Dans les deux cas l'ouvrage est stable au glissement

b) Stabilité au renversement :

$$F = \frac{\sum \text{moments stabilisants}}{\sum \text{moments renversants}}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{moments stabilisants} \\ = (90 * 6,3 + 450 * 4 + 82,7 * 3,3 + 18,75 * 5,23 + 90 * 6 + 5 * 0,83) \end{aligned}$$

$$\sum \text{moments stabilisants} = 3281,54 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \sum \text{moments renversants} \\ = (90 * 3,5 + 180 * 2,5 + 17,28 * 1,3 + 10 * 3,5 + 53,33 * 4,40 = 1055,13 \end{aligned}$$

$$F = \frac{3281,54}{1055,13} = 3,11$$

$$F = 3,11$$

Le déversoir est stable au renversement

c) La vérification de la stabilité interne

✚ Vérifions la règle du tiers central

$$-\frac{b}{6} \leq e \leq \frac{b}{6}$$

Avec $b = 6,6 \text{ m}$, donc

$$-1,10 \leq e \leq 1,10$$

$$e = (X_{\text{Gouv}} + X) - \frac{b}{2}$$

$$X_{\text{Gouv}} = f(\alpha) = \frac{4,5 + \frac{H^2 \tan^2 \alpha}{6} + \frac{3H \tan \alpha}{2}}{3 + \frac{H \tan \alpha}{2}} = \frac{4,5 + \frac{6^2 * \tan^2 \alpha}{6} + \frac{3 * 6 * \tan \alpha}{2}}{3 + \frac{6 * \tan \alpha}{2}} = 3,25$$

$$X_{\text{Gouv}} = 3,25 \text{ m}$$

$$X = Y_{Gouv} \tan \beta \quad \text{Avec } \beta = \tan^{-1} \left(\frac{Pe}{W-U} \right)$$

$$Y_{Gouv} = \frac{\sum S_i X_{Gi}}{\sum S_i} = \frac{3,6 * 3 + 18 * 0,7 + 3,30 * 0 + 0,75 * 1,93 + 3,6 * 2,7}{3,6 + 18 + 3,30 + 0,75 + 3,6} = 1,18$$

$$Y_{Gouv} = 1,18 \text{ m}$$

$$\beta = \tan^{-1} \left(\frac{Pe}{W-U} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{275}{731,25 - 63,33} \right) = 0,39$$

$$\beta = 0,39$$

donc $X = 1,18 * \tan 0,39 = 0,49 \text{ m}$

$$X = 0,49 \text{ m}$$

$$e = (X_{Gouv} + X) - \frac{b}{2} = 3,25 + 0,49 - \frac{6,6}{2} = 0,44 \text{ m}$$

$$e = 0,44 \text{ m}$$

$$-1,10 \leq e = 0,44 \leq 1,10$$

La règle du tiers central est vérifiée

✚ Condition de non rupture

La non rupture est vérifiée si :

$$\sigma_{\max} \leq \sigma_{\lim} = 0,3f_{c28} \quad \text{avec } \sigma_{\max} = \left(\frac{W-U}{b} \right) * \left(1 + \frac{6e}{b} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{731,25 - 63,33}{6,6} \right) * \left(1 + \frac{6 * 0,44}{6,6} \right) = 141,37 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\max} = 141,37 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{\lim} = 0,3f_{c28} = 0,3 * 20 = 6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\lim} = 6 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\max} = 0,141 \leq \sigma_{\lim} = 6$$

La condition de non rupture est respectée

d) Stabilité au non poinçonnement

$$\text{La contrainte admissible du sol } q_{adm} = \frac{1}{2} * \gamma * N_{\gamma} + C * N_c + \gamma * D * N_q$$

$$\text{Pour } \varphi = 30^\circ \quad N_c = 30,14; \quad N_q = 18,40 \quad N_{\gamma} = 22,40$$

$$\gamma = 20 \text{ kN}; \quad C = 18,74$$

$$q_{adm} = 3331,22 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = \frac{N}{B} \left(1 + \frac{6 * e}{B} \right) = \frac{667,92}{6,6} \left(1 + \frac{6 * 0,44}{6,6} \right) = 141,37$$

$$\sigma_{ref} = 141,37 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ref} = 141,37 < 3331,22 = q_{adm}$$

Nous pouvons conclure que la stabilité au non poinçonnement est vérifié

Bilan des forces	Forces en kN		Bras de levier/A	Moments en kN.m		Bras de levier/G	Moments en kN.m	
	Horizontales	Verticales		stabilité	Renversement		stabilité	Renversement
Poids de l'ouvrage								
W1		90	6,3	567		3	270	
W2		450	4,0	1800		0,7	315,0	
W3		82,5	3,3	272,25		0	0,0	
W4		18,75	5,23	98,1		1,93	36,25	
W5		90	6	540		2,7	243	
Poussée hydrostatique								
Pe1	90		3,5		315	3,5		315,0
Pe2	180		2,5		450	2,5		450,0
Pea	5		0,83	4,17		0,83		4,17
Poussée des sédiments	17,28		1,30		22,464	1,30		22,5
Sous pression								
U1		10,00	3,3		33	0		0
U2		53,33	4,40		234,67	1,10		58,67
Somme des forces Horizontales	282,28							
Somme des forces verticales		667,92						
Somme des Moments stabilisants				3281,54			864,25	
Somme des Moments renversant					1055,13			850,30

ANNEXE XI : ETUDE D'IMPACT ENVIRONNEMENTALE

Plan de gestion Environnementale et de compensation

Le projet de réalisation du barrage de Banwaly aura d'importantes retombés positives dans la zone d'étude et pour l'ensemble de la province du Houet. Toutes fois plusieurs impacts positifs et négatifs existent dans la réalisation du dit barrage. Ces impactes seront atténués par la mise en œuvre du PGES

c. Synthèse des mesures d'atténuation/ renforcement

Composante affectée	Description de l'impact	mesures d'atténuation	Parties responsables
Micro climat et qualité de l'air	<ul style="list-style-type: none"> • Poussière et fumée générée par les travaux sur les chantiers et les zones d'emprunt. • Fumées provenant du trafic sur le réseau de pistes après les travaux. • Augmentation de l'humidité et diminution de la température entraîne un micro climat local • Risques de dégagement très limités de CH4 	<ul style="list-style-type: none"> • Adopter des techniques qui minimisent les rejets atmosphériques notamment l'utilisation des produits phytosanitaires, • Arroser les tronçons de pistes et des services et régler correctement les moteurs des engins, • Port des masques anti poussières obligatoire pour les travailleurs, • Limiter les opérations à certaines heures de la journée pour ne pas déranger les populations, • Ne pas réaliser les travaux bruyants en dehors des heures normales de travail, • Mettre en place un système de surveillance contre le risque d'incendie forestier. 	Comité de suivi
Sol	<ul style="list-style-type: none"> • Tassement du sol par les engins et camions, déchets, érosion des sols accrue à cause des ouvrages réalisés • Destruction du sol dans les zones d'emprunt et les carrières • Risques de pollution des sols par les déchets liquides et solides des chantiers • Sols exondés vont devenir inondés avec les conséquences sur la biodiversité (modification de la dynamique physico-chimique des sols) • Risques de salinisation par mauvais drainage dans les périmètres • Risques de pollution des sols des périmètres suite à la mauvaise utilisation des pesticides et des fertilisants 	<ul style="list-style-type: none"> • Respecter les recommandations données faites dans l'étude pédologique, • Identifier les zones à protéger de l'aménagement, • Éviter la construction d'infrastructures temporaires ou permanentes sur les sols de forte pente, • Restauration des sols aménagés en procédant à des ensemencements ou des plantations d'autres espaces, • Prévoir des aménagements pour la circulation des engins chaque fois qu'il y a risque de compactage ou d'altération de la surface. • Restauration du sol par la restitution des éléments fertilisants ou par l'apport d'intrants dont la gestion doit être bien contrôlée, • Éviter les cultures sur les sols pauvres. • Choix d'équipements ou de produits chimiques moins polluants, • Maintenance des véhicules de transport et de la machinerie en bon état de fonctionnement afin d'éviter les fuites d'huile, de carburant ou de tout autre polluant 	Enterprise

		<ul style="list-style-type: none"> • Utilisation des intrants chimiques moins polluants et adaptés à la zone 	
Sédimentation	<ul style="list-style-type: none"> • Le déboisement de la cuvette, les zones de culture autour de la retenue, le surpâturage et la collecte du bois provoqueront l'exposition des sols à l'érosion hydrique avec conséquence des dépôts solides en direction de la cuvette. • Sédimentation dans les ouvrages à l'aval du barrage provenant des eaux troubles du barrage, de l'érosion éolienne et de la terre des parcelles qui vont les ouvrages d'assainissement des périmètres 	<ul style="list-style-type: none"> • Mettre en place de dispositifs alternatifs biologiques et techniques de lutte contre les dépôts de solides tout autour du barrage • Lutter contre l'érosion. Biologiques ; • Initier un programme de traitement par des méthodes mécaniques et ou Nettoyer et déboiser la cuvette avant la mise en eau du barrage. 	Entreprise
Eaux de surface	<ul style="list-style-type: none"> • Prélèvement de l'eau du Mouhoun pour les travaux • Baisse de la qualité des eaux (turbidité, altération propriétés physico-chimiques) due à la pollution dans les chantiers. Baisse de la qualité des eaux du barrage à la mise en eau par charriage des déchets solides divers • A la mise en eau ; mobilisation de 107 millions de m³ d'eau de surface. • Risques de pollution des eaux en aval du barrage par les eaux de turbinage polluées • Prélèvements des eaux du Mouhoun pour l'irrigation • Risques pollution des eaux de surface • Pollution par des intrants chimiques 	<ul style="list-style-type: none"> • Enlever tout débris qui peut entraver l'écoulement normal des eaux de surface, • Ne pas entraver le drainage des eaux de surface et prévoir des • Prévoir des aménagements pour la circulation des véhicules chaque • Orienter les eaux de ruissellement et de drainage de façon à ce qu'elles végétation ; installer des dispositifs pour capter les sédiments. L'utilisation des intrants chimiques. • Aménager les aires de stockage des déchets solides et liquide et créer les conditions de leur incinération pour éviter les pollutions. 	entreprise
Déplacement de populations	<ul style="list-style-type: none"> • Les populations situées dans la cuvette et sur les zones affectées en cas de rupture du barrage seront déplacées 	<ul style="list-style-type: none"> • Recasement de la population déplacée ; • Dédommagement des biens ; • Facilitation à l'accès à la terre 	
Santé, sécurité, nuisances	<ul style="list-style-type: none"> • Maladies et nuisances liées à la poussière et fumée • Risques de contamination du VIH/SIDA • Risques d'accidents pendant les travaux et pendant l'exploitation • Nuisances sonores dues au bruit des chantiers et aux vibrations 	<ul style="list-style-type: none"> • Signaler les travaux et limiter la vitesse de circulation des engins et des véhicules ; • Sensibilisation la population aux dangers qu'elle peut constituer ou encourir préventifs pendant les rapports sexuels douteux • Eviter autant que possible de travailler les fins de semaines • Renforcer les capacités d'accueil et d'intervention de centres de santé 	Ministère de la santé, population, entreprise

	<ul style="list-style-type: none"> • Pendant la présence du barrage, il y a des risques de noyades • Pendant l'exploitation du barrage et des périmètres, recrudescence du paludisme et des maladies hydriques, apparition de la bilharziose et de l'onchocercose et des IRA basses 		
Patrimoine culturel	<ul style="list-style-type: none"> • Risques d'introduction des mauvais comportements qui vont dépraver les mœurs • Inondation des lieux sacrés • La cohésion sociale sera détruite • La barrière physique que constitue le barrage va détruire la convivialité entre les populations des rives du barrage 	<ul style="list-style-type: none"> • Sensibilisation et animation de la population • Transfert des lieux de culte vers d'autres lieux 	Population, entreprise
Végétation	<ul style="list-style-type: none"> • Le déboisement va entraîner des pertes en ressources végétales. 	<ul style="list-style-type: none"> • Plantation d'arbre en vue de compenser ceux qui seront détruits dans la cuvette du barrage. 	Entreprise, ministère de l'environnement
Faune	<ul style="list-style-type: none"> • Destruction des gîtes et habitats de la faune, Braconnage. 	<ul style="list-style-type: none"> • Interdiction du braconnage, prévoir des ouvrages de franchissement pour la faune aquatique, aménager les habitats de reproduction pour les espèces travaux • Sensibilisation pour une préservation de la faune. 	Entreprise, ministère de l'environnement
Elevage	<ul style="list-style-type: none"> • Réduction de l'espace pastoral 	<ul style="list-style-type: none"> • Création des couloirs d'accès au barrage 	Entreprise
Emploi et revenus	<ul style="list-style-type: none"> • Création d'emplois lors des travaux de construction, 	<ul style="list-style-type: none"> • Recruter le maximum de jeunes du village et de la commune 	Entreprise
Pêche	<ul style="list-style-type: none"> • Augmentation de la production piscicole de la zone du projet • drainage offrant des possibilités piscicoles 	<ul style="list-style-type: none"> • Activité à initier et à développer 	
commerce	<ul style="list-style-type: none"> • Développement des secteurs du commerce 	<ul style="list-style-type: none"> • Créer une chaîne de valeur pour l'écoulement des marchandises 	

d. Evaluation des couts des mesures environnementales

Le tableau ci-dessous donne un aperçu du cout relatif aux mesures environnementales :

Recasement des populations	4 235 003 424
Santé, hygiène et assainissement des populations	115 700 000
Renforcement des capacités des acteurs pour la gestion environnementale	5 000 000
Mise en œuvre du programme de suivi des actions	15 000 000
Matérialisation des couloirs d'accès au barrage	7 200 000
Restauration du couvert végétal et de protection du plan d'eau	10 841 210
Formation et sensibilisation des populations	4 500 000
COÛT GLOBAL	4 393 244 634

La mise en œuvre du plan de gestion environnementale et social nécessite un coût global d'environ 4 393 244 634 Francs CFA.

ANNEXE XII : DONNEES METEOROLOGIQUES**Station de Béréba**▪ **Pluviométrie totale annuelle**

Année	Jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	Aout	sept	Oct	Nov	Dec
1980	0	0	0	64,5	69,6	187,5	177,6	232,4	120,6	81,2	0	15,2
1981	0	0	12	24	82,8	131,4	151,3	316,7	156,6	4,9	0	0
1982	0	0	4,5	38	55,5	125,5	166,8	178	58,3	91,8	0	0
1983	0	0	0	12,7	46,1	100,1	95,8	200	164	43,7	0	0
1984	0		0	0	105,4	87,2	139,5	207,5	152	82,6	10,5	0
1985	0	0	7,3	0	45,1	132,4	175,1	185,5	181,3	18,4	0	0
1986	0	0	0	24,1	146,1	86,3	190,9	261,2	184,6	38	0	0
1987	0	8,7	0,1	0	34	101,7	163,7	321	121,1	10	0	0
1988	0	0	0	81,8	135	147	183,5		120	33,6	0	0
1989	0	0	0	0	1,2	46,1	121,2	289,2	129,5	28,3	0	2
1990	0	0	0	22,6	142,1	137,8	279,5	185,9	108,2	58,4	42,8	0
1991	0	0	0	15	82,1	117,9	127,6	235,4	52,4	115,9	0	0
1992	0	0	0	63,7	93,8	121,2	217,9	168,8	144,4	52,2	6,3	0
1993	0	0	0	0	9	125,8	185,9	322	80,5	89,2		0
1994	0	0				235	258,8	358,6	118,9	98,6	0	0
1995	0	0	0		90,8	90,9	38,2	170,9	121,3	40,9	40,8	0
1996	0	0	0	104,4	95,2	66,9	101,1	286,8	185,7	61,9	0	0
1997	0	0	0	36,1	9	131,1	163,3	228,8	199	38,4	0	0
1998	0	0	0	101,4	35,3	73,4	119,7	190,2	153,3	56	0	0
1999	0	0	0	19,6	45,7	60,5	256,5	330	257,3	98,6	0	17,5
2000	0	0	0	15	90,3	154,3	144,5	239,3	158,8	83,6	0	0
2001	0	0	0	3	46,5	121,3	298,3	148,4	140,5	28	13,8	0
2002	0	0	0	6,8	30,9	183,9	132,5	205,3	139,5	87,9	0	0
2003	0		28,3	34,7	70,2	35,9	186	331	166,3	32,3		0
2004	0	0	0	37,3	13,2	161	256,6	185,3	74,3	26	2,7	0
2005	0	0	50	13,5	20	137,1	172,8	178,6	238,2	31,9	0	0
2006	0	0	0	10	18,5	187,9	187,7	210,4	270	176,9	0	0
2007	0	0	0	87,1	45,2	84,4	167,1	264,9	68,2	123	0	0
2008	0		3,6	0,7	14,3	142,1	138,7	300,5	68,2	48,5	0	0
2009	0	0	6,4	7	10,5	147,9	137,1	186,9	187,8	44,5	0	
2010				29	113,5	79,2	152,9	407,9	211,6	140,8	0	0
2011	0	0	11	60	75	181,5	145,5	173	160,7	67		
2012				36,4	43,4	22,6	319,7	202,8	146,9	17,7		
2013	0	0	11		55,4	164,1	166,8	278	127,8	43,9	0	0
2014	10	0	1,7	25,3	30,7	199,2	97	191,7	125,2	61	10	0
2015	0	0		0	19,3	39,6	202,5	326,2	224,6	60	3	0
2016	0	0	0	5,2	48,6	148,7	179,6	186,9	47,5	3,4	0	0

▪ **Pluviométrie maximale journalière**

Station de Béréba

Année	Jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	Aout	sept	Oct	Nov	Dec
1980	9,1	0	0	7,4	49,8	16,8	33,5	76	24,6	21,1	3,5	0
1981	0	0	3,5	35,8	26,6	77	42	59,2	46,4	28,1	0,6	0
1982	0	8,5	22,2	37,5	7,9	45	36,6	33	27,6	31,9	0,2	0
1983	0	0	4	33	46,9	30,8	41,4	66,1	41,3	2,8	0	0
1984	0	0	15,8	3,8	55,6	34,8	27,3	43,5	73	1	66,3	0
1985	0	0	9,9	2,9	65,9	49,5	59,8	81,3	46,3	26,9	0	0
1986	0	11,1	0,8	31,2	32,6	27,5	42,4	42,7	86,8	17,5	9,6	0
1987	0	0	3	15,3	25,4	36	46,9	45,7	27,1	22,9	0	0
1988	0	0	0	14	17,5	21,6	71,1	42,3	52,5	40,5	0,4	0
1989	0	0	16,7	3,9	13	25,2	28,2	55,2	26,4	24,8	0	16,7
1990	0	0	0	9,1	65,2	30,6	58,9	62,7	27,4	16,2	22,3	0
1991	0	40,1	49,5	23,8	30,1	55	43,4	43,5	13,7	21,9	0	0
1992	2,5	0	0	14,1	74,5	59,2	25,3	77,2	46,4	17,1	44,1	0
1993	0	0,3	3,1	4,5	67,5	38,5	49,3	53,9	43,9	16,8	0	0
1994	1,7	0	10,7	4,2	20,6	37,1	49	56,6	35,4	19,2	0,9	0
1995	0	0	26,2	80,6	59,1	54,6	65,1	61,2	36,2	11,3	17,5	5,2
1996	0	3,2	18,9	32,2	47,1	45,3	39,6	49,4	55,6	18,2	0	0
1997	0	0	0	19,4	43,6	34,5	34,9	40,2	29,5	18,5	3,4	0
1998	0	0	0	43,6	70,9	23,6	51,5	94,3	35,2	13,1	0,3	7,6
1999	0	0	16	27,1	53,5	30,2	26,9	58,3	54,7	41,9	2,7	0
2000	1,8	0	1,8	16,2	25,7	59,7	67,8	40,1	40,4	38,1	0	0
2001	0	0	16,1	11	29,3	45,9	28,6	42,6	26,9	30	5,7	0
2002	0	0	27,1	34,4	18,3	18,3	66,6	56,8	37,2	35,1	0	0
2003	0	0	17,5	33,4	36,7	28,7	47	80,3	23,4	19,5	0,7	0
2004	0	0,1	9,8	15,6	33,1	22,8	43,4	25,7	28,8	23,7	13,2	0
2005	0	5,1	14,3	3,6	20,5	40,5	38,8	23,7	63,6	16,6	0	0
2006	0	0	0,1	18	35,1	48,2	39,2	54,3	45,6	50	0	0
2007	0	0	2,6	36,1	12,3	54,5	39,9	84,3	21,2	9,7	12,5	0
2008	0	0	1,7	1,2	48,6	14,6	59,6	73,7	46,3	30,9	0	0
2009	0	0	21,2	4,7	19,7	39,9	32,6	50,8	69,3	44,2	2,4	0
2010	0	0	0	23,5	30,9	34,4	20,7	78,1	104	13,7	0,2	0
2011	0	0	10,7	33,6	22,7	39	43,4	43,8	55,2	21,1	0	0
2012	0	0	2	40,7	53,3	31	63,2	53,4	40	20,5	5,3	5,1
2013	0	1,2	22,1	29,6	29,7	27,9	41,7	54,3	23,5	43,8	0	0
2014	11,8	0	40,1	54,1	48,5	74,4	58,6	72,7	59,6	19,9	15,1	0,7
2015	0	0,1	12,1	0	12	26,2	71,8	77,9	114	19,2	13,7	0
2016	0	0,1	0,2	66,4	51,2	43	31,4	88,1	42,4	7,1	1,7	0

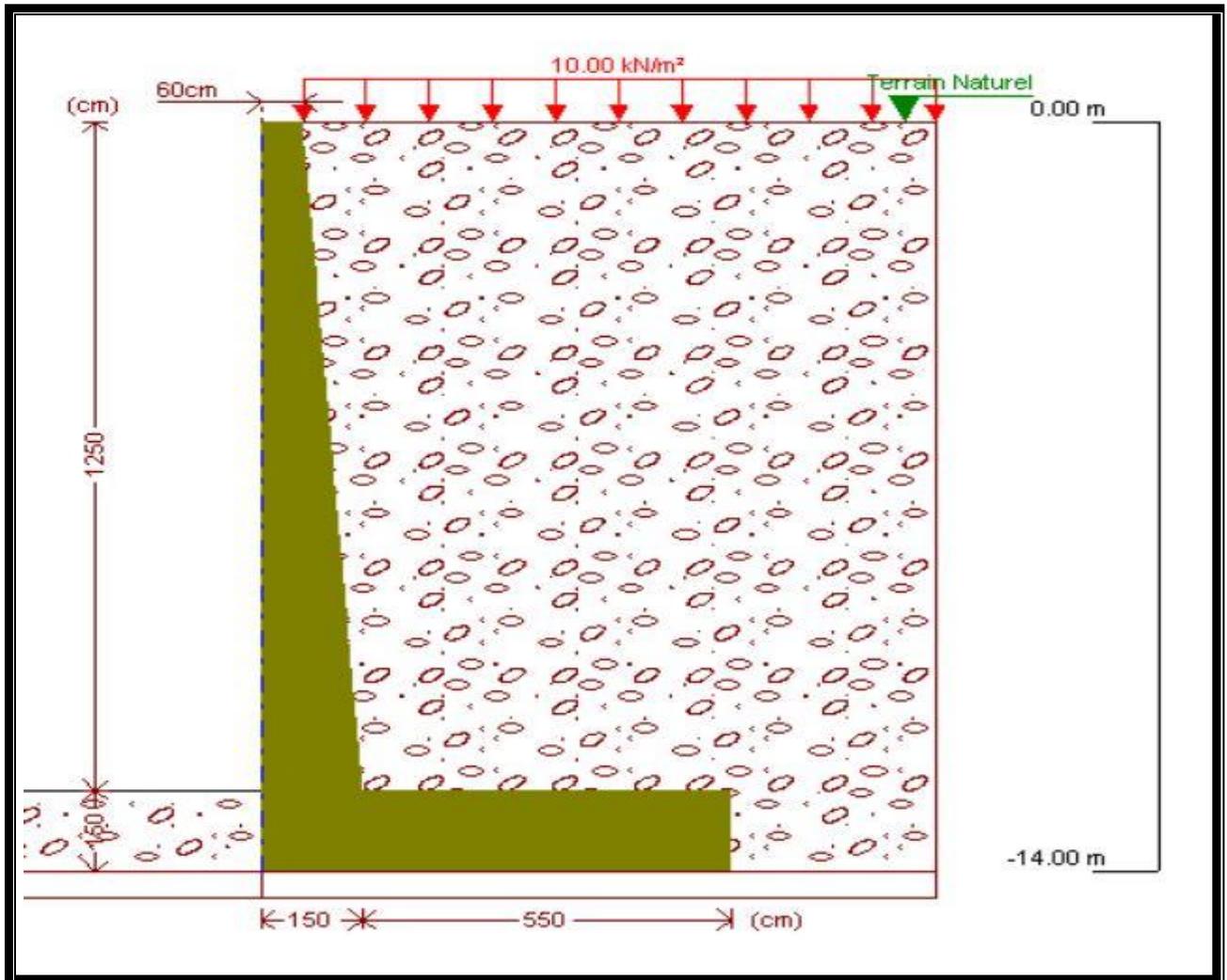
▪ Evaporation totale Mensuelle

Station de Bobo-Dioulasso

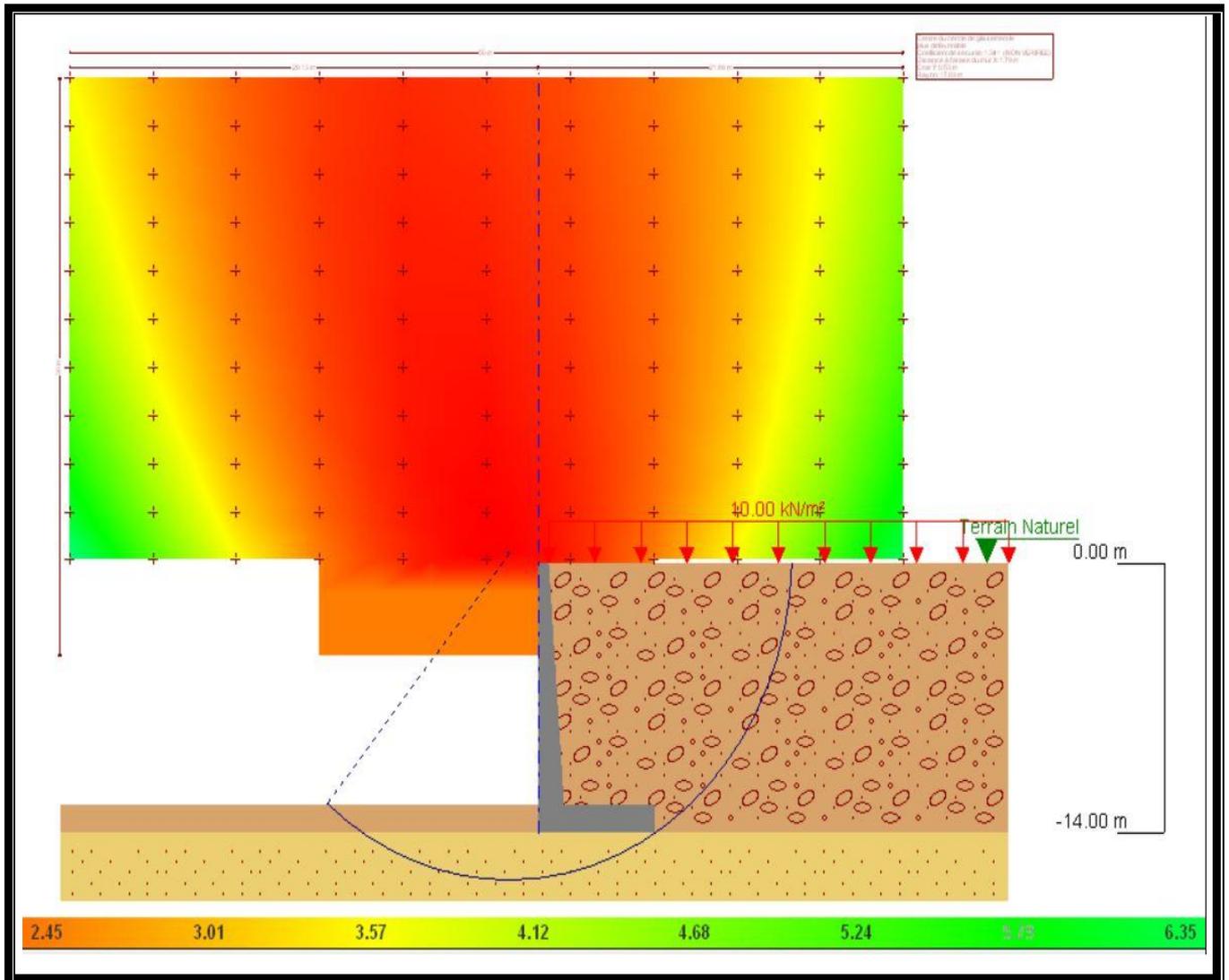
Année	Jan	fév.	mars	avril	mai	juin	juillet	Aout	sept	Oct	Nov	Dec
1980		303,5	346,4			170,3	152,7		135,4			238,3
1981	319	272,6	315,5	266,4	216,7	187	140,1	109,7	89,1	183,5	265,3	282,2
1982	296,4	274,8	286,5	206,6	229,6	139,8	105	111,3	118,4	156,1	203,5	250,7
1983	300,3	318,9	406,7	300,7	244,6	168,9	151,6		138,3			303,4
1984	322,4	355,6	365,2	341,6	250,6	200,8	176,5	146,2	119,4	192,1	212	264,2
1985	297,4	319,5	320,8	307,6	278,5	200,7	132,4		139,4	178,2	229,3	265,6
1986	295,4	303,8	340,4	308	276,7	218,6	171,2	142,6	152,7	195,9	238,5	292,1
1987	313,1	316	343,1	379,5	335,8	214	200,1	146,3	164	187,3	239,2	268,6
1988	303,8	333,1	362,1	297,4	320,8	208,7	162,3	123,8		188,3	208,3	280,7
1989	303,5	310,5	318,8	305,6	325,1	227,5	149,6	109	145,9	187,6	217,5	236,8
1990	276,5	297	388,2	311,3	276,6	167,2	176,8	159,6	156,8	192,7	210	276,2
1991	308,5	302,2	290,7	269,7	209,5	183,7	125,4	122,7	162,9	166	209,1	246,7
1992	270,4	312,2	364,7	302,5	259,5	169,1	142,2		153	170,3	195,2	245,5
1993	294,9	292,2	310,7	296		213,8	168,6	129,4	132	170,6	197,5	266,4
1994	302,1	295,5	336,6	304,3	276,7	208,5	156,3	112,9	117	149,7	215	288,5
1995	314,5	323,6	351,3	255,6	238,8	173,9	127,3	127,7	137,6	178,4	226,2	255,4
1996	293	289,8	341,7	291,8	240,9	208,7	158,5	148,6	126,8	196,6	257,1	265
1997	313,5	340,5	385,9	261,1	217,3	171,7	158,1	140,7	139,7	175,9	209,6	278,2
1998	300,7	337,9	413,2	276,1	224,8	184,4	165		134,1	196,6	243,5	261,7
1999	323,4	316,9	352,4	289,3	248,7	218,7	135	117,7	128,8	163,6	219,2	296,6
2000	283,8	355,3	378,4	320,1	266,4	217,2	140,3	142,9	147,9	169,2	230,9	277,3
2001	338	380,2	349,2	306,6	261,4	195,4	168,3	151,4	131,2	202,1	224,3	332,5
2002	363,2	342	339,2	283,8	284,2	213,8	176,3	126,3	164,7	204,8	251,2	317,9
2003	341,6	313,5	385	307,1	268,9	174,4	131,3		131,8	186,3	218,2	287,9
2004	318,1	325,6	351,6	285,2	234,2	194,6	157,9	149,3	153,5	196,5	232,5	261,8
2005	329,7	312,4	319,1	281	280,2	212,1	165,8	144,8	147,2	198,2	246,3	330,5
2006	315,6	325,6	370,5	312,5	240,8	185,5	175,6	162,9	144,3	183,6	264,8	307,5
2007	331,6	346,6	383,4	262,7	266,1	226,8	173,9		152,7	206,9	236,6	291,2
2008	332,8	352,3	364,4	336,7	276,2	203,7			137	184,6	261,2	277,5
2009	286,1	279	303,3	297,5	257	196,2	171,5	122,9	133,8	201,5	226,8	293,1
2010	331,2	302,2	334,3	267,9	209,2	183,9	170,7			175,4	236,6	265,9
2011	295,3	319,4	300,7	260,5	234,1	189	156,2	141,4	155,7	178,4	224,2	291,9
2012	318,5	315	350,1	238,8	201	174,7	124,1	133,9	153,8	199,1	231,6	265,6
2013	316,9	321,9	373,8	288,4	313,8	243,7	193,7	155,2	171,9	217,2	262,6	325,3
2014	293,4	338,1	366,8	315,6	288,1	254,2	205,1	178,6	201,1	217,2	233,2	301,2
2015	306,7	318,6	378,4	363,5	344,7	247,7	215,4	171,7		204,3	249,8	280,2
2016	308,9	332,2	394,9	343,6	289,1	222,5	183,5		169,5	235,1	249,7	293

PLAN

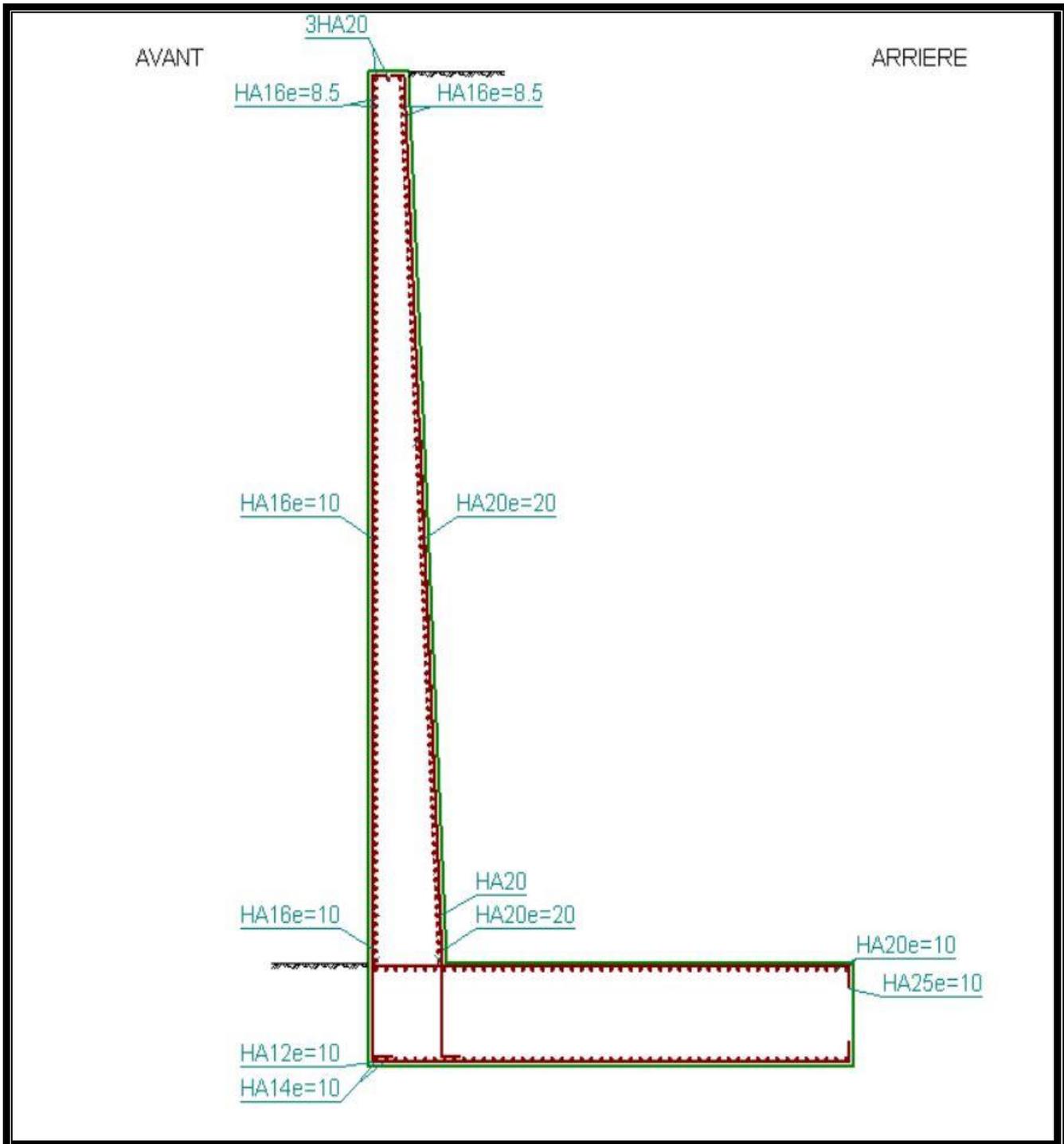
▪ Profil type du mur bajoyer



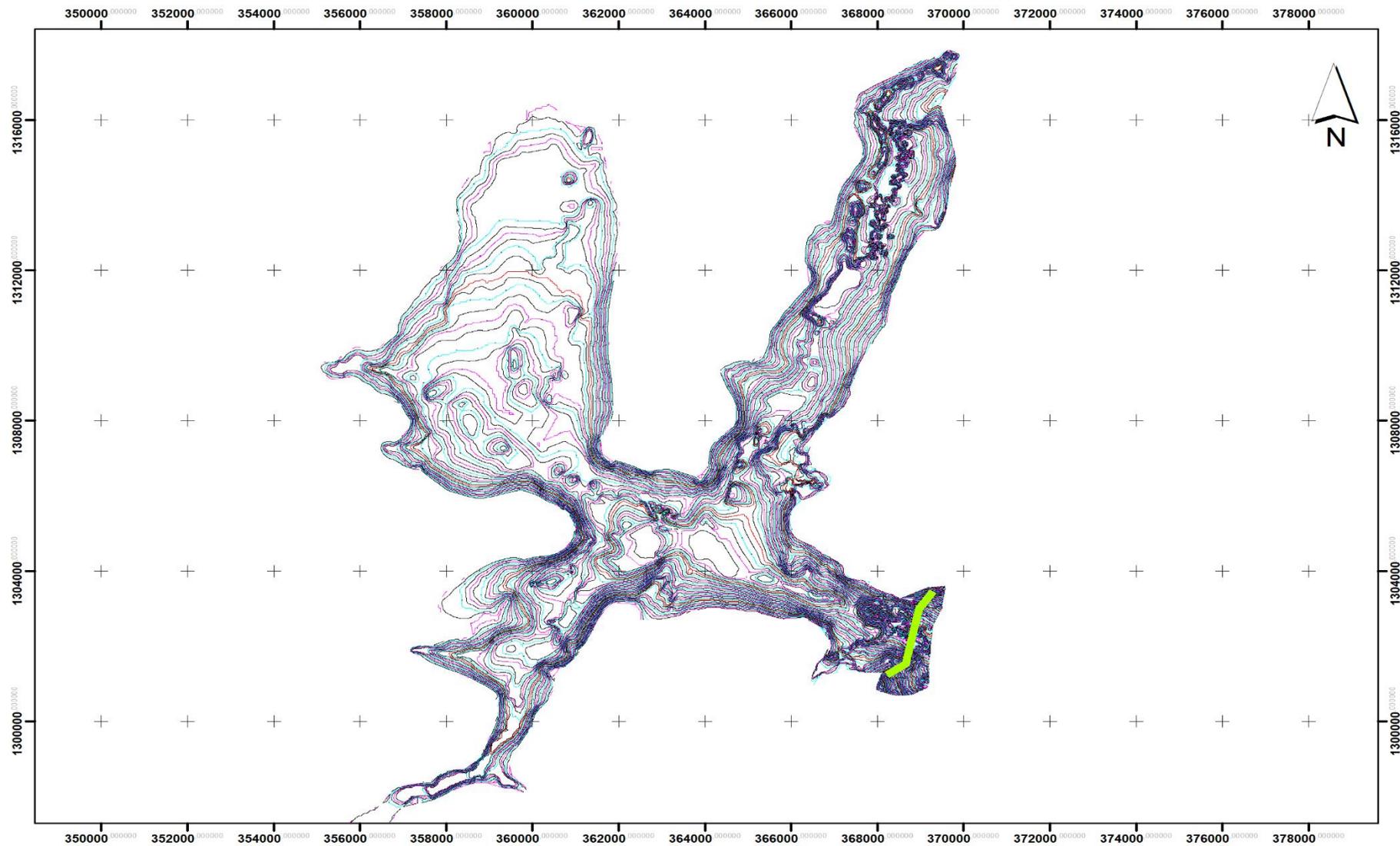
▪ Cercle de glissement



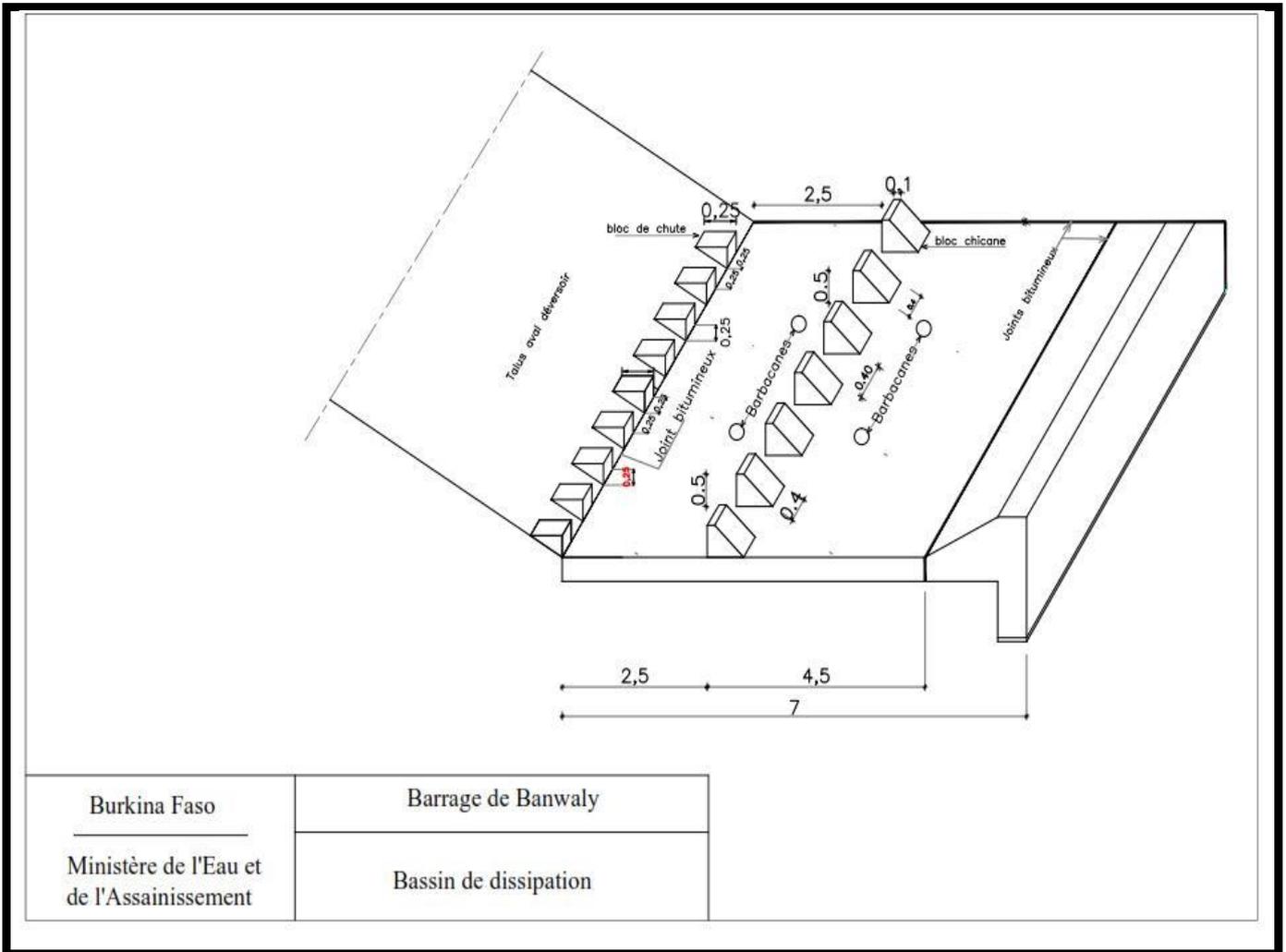
▪ **Plan de ferrailage**



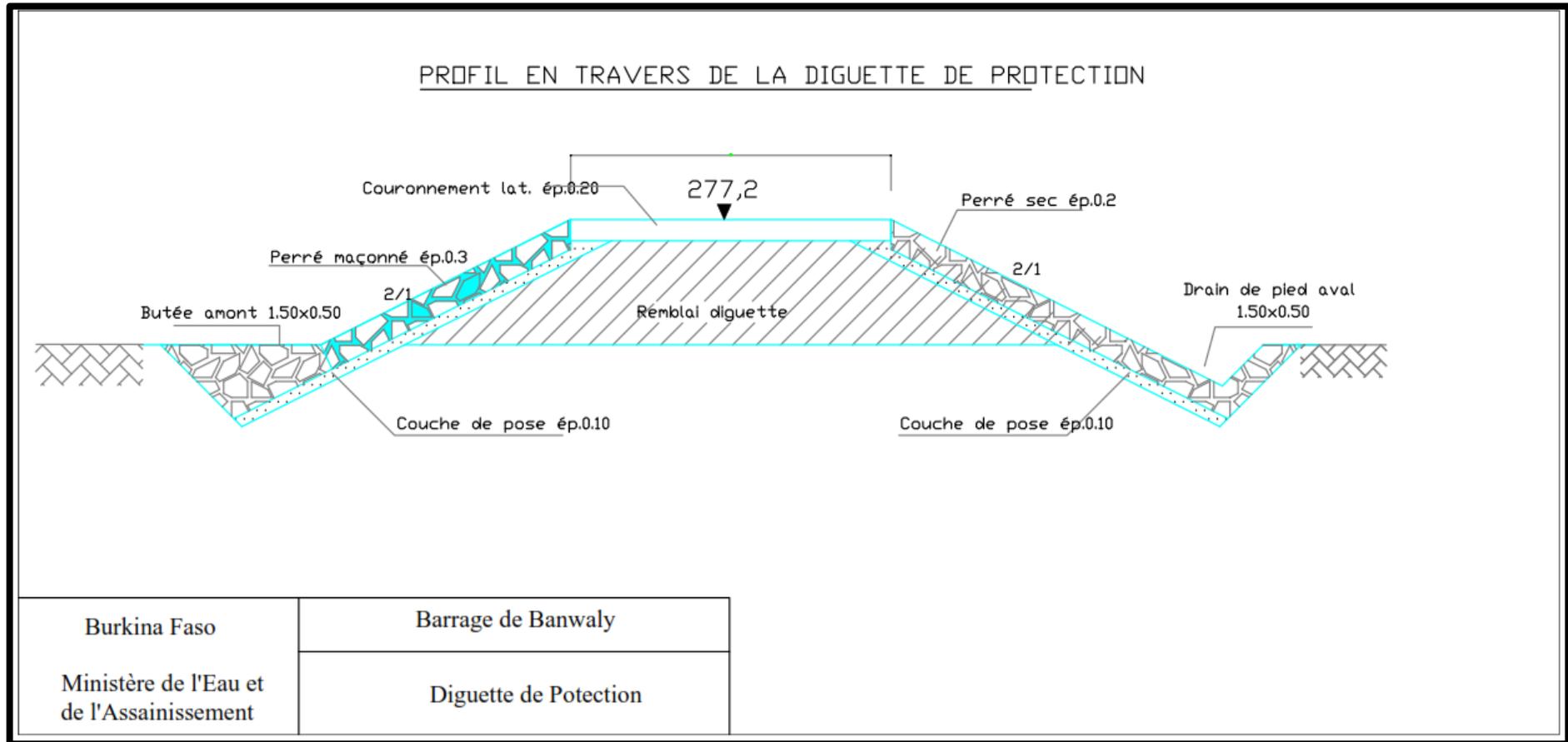
Plan de masse de la cuvette

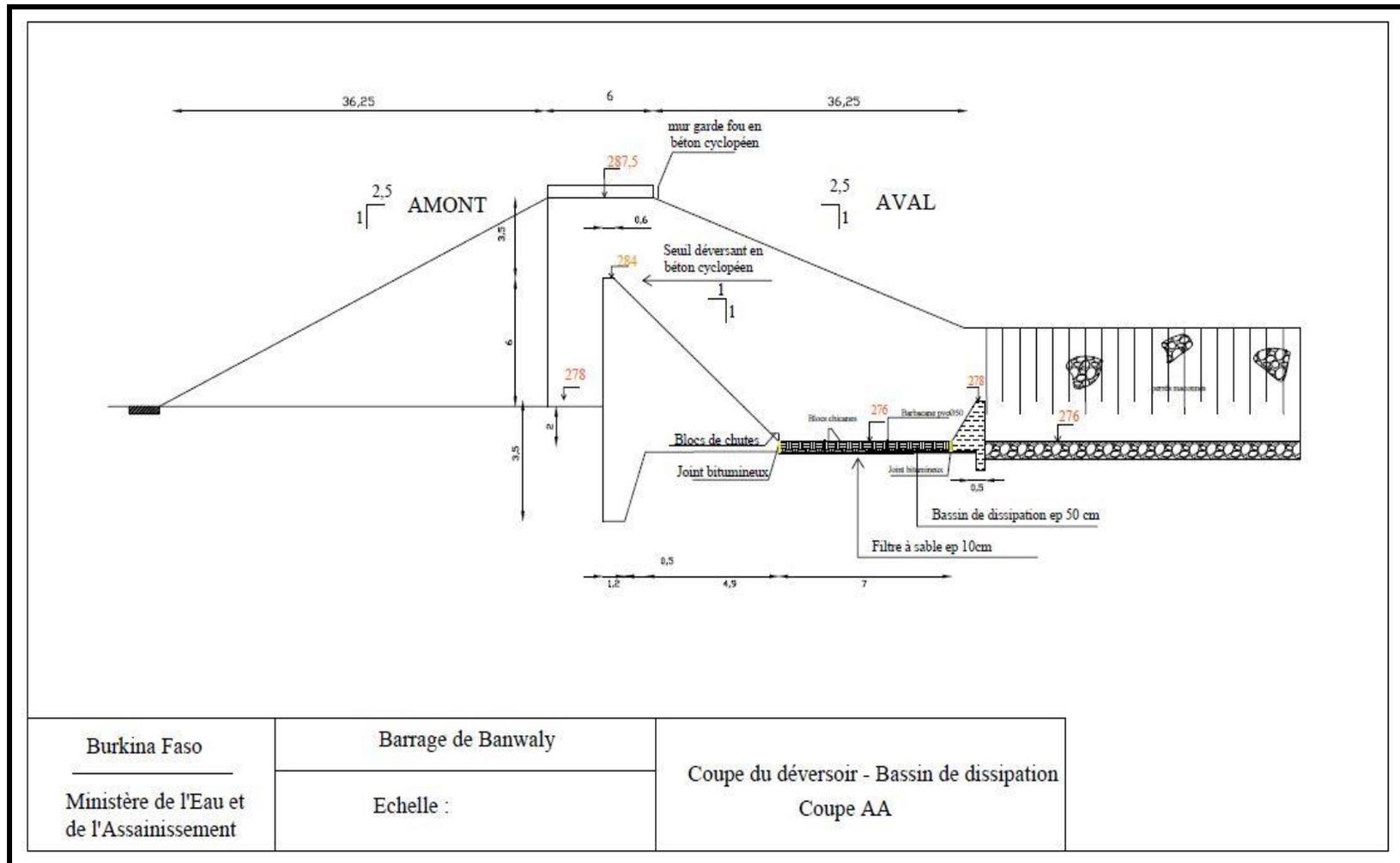


▪ **Vue en plan du bassin de dissipation**

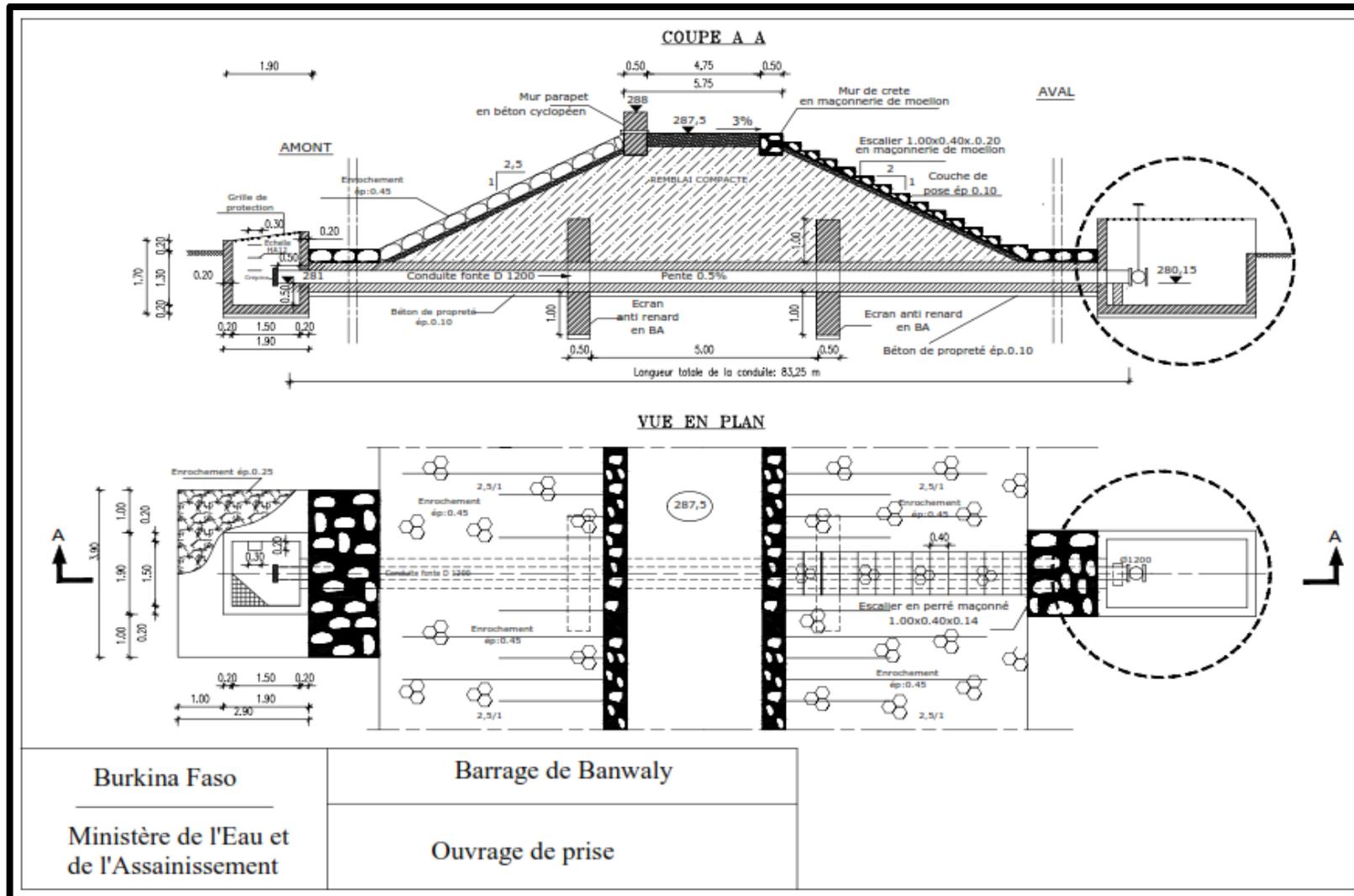


Profil en travers de la diguette de protection





OUVRAGE DE PRISE



Métré et devis estimatif

Surface talus amont et aval

Surface du talus amont et aval de la digue du barrage de Banwaly															
N° P	Dist Part di (m)	Dist cumul (m)	Côte TN (m)	Côte Di (m)	Talus amont (m)	Talus amont (m)	largeur Crête (m)	Décap d (m)	H digue (m)	long talus amont (m)	longueur talus aval (m)	section talus amont (m2)	section talus aval (m2)	section cumul (m2)	section cumul (m2)
1	0,00	0,00	288,00	287,50	2,5	2,5	6	0,2	-0,30	0,81	0,81	0,00	0,00	0,00	0,00
2	25,00	25,00	287,56	287,50	2,5	2,5	6	0,2	0,14	0,38	0,38	14,93	14,93	14,93	14,93
3	25,00	50,00	287,15	287,50	2,5	2,5	6	0,2	0,55	1,49	1,49	23,42	23,42	38,35	38,35
4	25,00	75,00	286,74	287,50	2,5	2,5	6	0,2	0,96	2,60	2,60	51,10	51,10	89,45	89,45
5	25,00	100,00	286,33	287,50	2,5	2,5	6	0,2	1,37	3,70	3,70	78,72	78,72	168,18	168,18
6	25,00	125,00	286,00	287,50	2,5	2,5	6	0,2	1,70	4,58	4,58	103,53	103,53	271,71	271,71
7	25,00	150,00	285,71	287,50	2,5	2,5	6	0,2	1,99	5,36	5,36	124,22	124,22	395,93	395,93
8	25,00	175,00	285,37	287,50	2,5	2,5	6	0,2	2,33	6,27	6,27	145,38	145,38	541,30	541,30
9	25,00	200,00	285,01	287,50	2,5	2,5	6	0,2	2,69	7,24	7,24	168,88	168,88	710,18	710,18
10	25,00	225,00	284,63	287,50	2,5	2,5	6	0,2	3,07	8,27	8,27	193,82	193,82	904,00	904,00
11	25,00	250,00	284,23	287,50	2,5	2,5	6	0,2	3,47	9,34	9,34	220,11	220,11	1 124,11	1 124,11
12	25,00	275,00	283,89	287,50	2,5	2,5	6	0,2	3,81	10,27	10,27	245,07	245,07	1 369,17	1 369,17
13	25,00	300,00	283,59	287,50	2,5	2,5	6	0,2	4,11	11,07	11,07	266,71	266,71	1 635,89	1 635,89
14	25,00	325,00	283,21	287,50	2,5	2,5	6	0,2	4,49	12,10	12,10	289,68	289,68	1 925,57	1 925,57
15	25,00	350,00	282,94	287,50	2,5	2,5	6	0,2	4,76	12,81	12,81	311,40	311,40	2 236,97	2 236,97
16	25,00	375,00	282,62	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,08	13,67	13,67	330,94	330,94	2 567,90	2 567,90
17	25,00	400,00	282,36	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,34	14,38	14,38	350,58	350,58	2 918,48	2 918,48
18	25,00	425,00	282,19	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,51	14,84	14,84	365,31	365,31	3 283,79	3 283,79
19	25,00	450,00	282,05	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,65	15,22	15,22	375,82	375,82	3 659,61	3 659,61
20	6,31	456,31	282,03	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,67	15,26	15,26	96,22	96,22	3 755,84	3 755,84
21	18,69	475,00	281,93	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,77	15,54	15,54	287,71	287,71	4 043,54	4 043,54
22	25,00	500,00	281,77	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,93	15,96	15,96	393,69	393,69	4 437,23	4 437,23
23	25,00	525,00	281,65	287,50	2,5	2,5	6	0,2	6,05	16,28	16,28	402,94	402,94	4 840,18	4 840,18
24	25,00	550,00	281,50	287,50	2,5	2,5	6	0,2	6,20	16,69	16,69	412,07	412,07	5 252,25	5 252,25
25	25,00	575,00	281,39	287,50	2,5	2,5	6	0,2	6,31	16,98	16,98	420,90	420,90	5 673,15	5 673,15

26	25,00	600,00	280,83	287,50	2,5	2,5	6	0,2	6,87	18,49	18,49	443,39	443,39	6 116,54	6 116,54
27	25,00	625,00	280,61	287,50	2,5	2,5	6	0,2	7,09	19,10	19,10	469,80	469,80	6 586,34	6 586,34
28	25,00	650,00	280,36	287,50	2,5	2,5	6	0,2	7,34	19,76	19,76	485,68	485,68	7 072,03	7 072,03
29	25,00	675,00	280,15	287,50	2,5	2,5	6	0,2	7,55	20,32	20,32	500,95	500,95	7 572,97	7 572,97
30	25,00	700,00	279,90	287,50	2,5	2,5	6	0,2	7,80	21,00	21,00	516,51	516,51	8 089,49	8 089,49
31	25,00	725,00	279,77	287,50	2,5	2,5	6	0,2	7,93	21,36	21,36	529,51	529,51	8 619,00	8 619,00
32	25,00	750,00	279,50	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,20	22,08	22,08	543,01	543,01	9 162,01	9 162,01
33	21,31	771,31	279,19	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,51	22,91	22,91	479,48	479,48	9 641,49	9 641,49
34	3,69	775,00	279,04	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,66	23,32	23,32	85,19	85,19	9 726,69	9 726,69
35	25,00	800,00	278,53	287,50	2,5	2,5	6	0,2	9,17	24,68	24,68	600,03	600,03	10 326,71	10 326,71
36	25,00	825,00	278,05	287,50	2,5	2,5	6	0,2	9,65	25,97	25,97	633,21	633,21	10 959,93	10 959,93
37	25,00	850,00	277,52	287,50	2,5	2,5	6	0,2	10,18	27,42	27,42	667,48	667,48	11 627,41	11 627,41
38	25,00	875,00	277,13	287,50	2,5	2,5	6	0,2	10,57	28,46	28,46	698,59	698,59	12 325,99	12 325,99
39	25,00	900,00	276,55	287,50	2,5	2,5	6	0,2	11,15	30,03	30,03	731,21	731,21	13 057,20	13 057,20
40	25,00	925,00	275,89	287,50	2,5	2,5	6	0,2	11,81	31,81	31,81	773,07	773,07	13 830,28	13 830,28
41	25,00	950,00	275,25	287,50	2,5	2,5	6	0,2	12,45	33,53	33,53	816,72	816,72	14 647,00	14 647,00
42	25,00	975,00	272,59	287,50	2,5	2,5	6	0,2	15,11	40,68	40,68	927,56	927,56	15 574,56	15 574,56
43	25,00	1000,00	272,92	287,50	2,5	2,5	6	0,2	14,78	39,79	39,79	1005,92	1005,92	16 580,48	16 580,48
44	25,00	1025,00	273,42	287,50	2,5	2,5	6	0,2	14,28	38,46	38,46	978,21	978,21	17 558,68	17 558,68
45	25,00	1050,00	275,53	287,50	2,5	2,5	6	0,2	12,17	32,76	32,76	890,31	890,31	18 448,99	18 448,99
46	25,00	1075,00	277,17	287,50	2,5	2,5	6	0,2	10,53	28,34	28,34	763,80	763,80	19 212,79	19 212,79
47	25,00	1100,00	277,24	287,50	2,5	2,5	6	0,2	10,46	28,17	28,17	706,41	706,41	19 919,20	19 919,20
48	25,00	1125,00	277,68	287,50	2,5	2,5	6	0,2	10,02	26,99	26,99	689,51	689,51	20 608,71	20 608,71
49	25,00	1150,00	278,22	287,50	2,5	2,5	6	0,2	9,48	25,52	25,52	656,35	656,35	21 265,07	21 265,07
50	25,00	1175,00	278,66	287,50	2,5	2,5	6	0,2	9,04	24,34	24,34	623,20	623,20	21 888,27	21 888,27
51	25,00	1200,00	278,82	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,88	23,91	23,91	603,06	603,06	22 491,32	22 491,32
52	25,00	1225,00	278,98	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,72	23,49	23,49	592,50	592,50	23 083,82	23 083,82
53	25,00	1250,00	278,92	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,78	23,65	23,65	589,30	589,30	23 673,12	23 673,12
54	25,00	1275,00	278,77	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,93	24,04	24,04	596,14	596,14	24 269,26	24 269,26
55	25,00	1300,00	278,58	287,50	2,5	2,5	6	0,2	9,12	24,56	24,56	607,53	607,53	24 876,79	24 876,79

56	25,00	1325,00	278,73	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,97	24,16	24,16	608,98	608,98	25 485,77	25 485,77
57	25,00	1350,00	278,95	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,75	23,57	23,57	596,52	596,52	26 082,30	26 082,30
58	25,00	1375,00	279,21	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,49	22,87	22,87	580,45	580,45	26 662,75	26 662,75
59	25,00	1400,00	279,53	287,50	2,5	2,5	6	0,2	8,17	22,00	22,00	560,90	560,90	27 223,64	27 223,64
60	25,00	1425,00	279,91	287,50	2,5	2,5	6	0,2	7,79	20,99	20,99	537,37	537,37	27 761,01	27 761,01
61	25,00	1450,00	280,30	287,50	2,5	2,5	6	0,2	7,40	19,91	19,91	511,28	511,28	28 272,29	28 272,29
62	25,00	1475,00	280,83	287,50	2,5	2,5	6	0,2	6,87	18,49	18,49	480,09	480,09	28 752,39	28 752,39
63	25,00	1500,00	281,42	287,50	2,5	2,5	6	0,2	6,28	16,91	16,91	442,51	442,51	29 194,90	29 194,90
64	25,00	1525,00	282,22	287,50	2,5	2,5	6	0,2	5,48	14,75	14,75	395,78	395,78	29 590,67	29 590,67
65	25,00	1550,00	283,30	287,50	2,5	2,5	6	0,2	4,40	11,86	11,86	332,67	332,67	29 923,34	29 923,34
66	25,00	1575,00	284,43	287,50	2,5	2,5	6	0,2	3,27	8,82	8,82	258,44	258,44	30 181,79	30 181,79
67	25,00	1600,00	285,63	287,50	2,5	2,5	6	0,2	2,07	5,58	5,58	179,95	179,95	30 361,73	30 361,73
68	25,00	1625,00	286,52	287,50	2,5	2,5	6	0,2	1,18	3,17	3,17	109,33	109,33	30 471,06	30 471,06
69	25,00	1650,00	287,11	287,50	2,5	2,5	6	0,2	0,59	1,59	1,59	59,44	59,44	30 530,49	30 530,49
70	25,00	1675,00	287,53	287,50	2,5	2,5	6	0,2	0,17	0,45	0,45	25,53	25,53	30 556,02	30 556,02
71	25,00	1700,00	287,99	287,50	2,5	2,5	6	0,2	-0,29	0,78	0,78	15,43	15,43	30 571,45	30 571,45
72	0,61	1700,61	288,00	287,50	2,5	2,5	6	0,2	-0,30	0,81	0,81	0,48	0,48	30 571,93	30 571,93
73	0,16	1700,77	288,00	287,50	2,5	2,5	6	0,2	-0,30	0,82	0,82	0,13	0,13	30 572,06	30 572,06

Surface talus aval	24 686,41 m ²
Surface talus amont	24 686,41 m ²

Volume digue du barrage de Banwaly

Volume digue du barrage de Banwaly									
N°	Côte TN (m)	Côte Di (m)	largeur Crête l, (m)	Dist. Part di (m)	Décap d (m)	H=Di-TN+d (m)	Si = 1*H*2,5*H^2(m²)	Vi =(Si-1+Si)*di/2 (m³)	Vcumulé
1	288,00	287,50	6	0,00	0,2	-0,3	-1,5	-	-
2	287,56	287,50	6	25,00	0,2	0,1	0,87	-8,02	-8,02
3	287,15	287,50	6	25,00	0,2	0,6	3,95	60,23	52,21
4	286,74	287,50	6	25,00	0,2	1,0	7,87	147,77	199,98
5	286,33	287,50	6	25,00	0,2	1,4	12,63	256,23	456,21
6	286,00	287,50	6	25,00	0,2	1,7	17,02	370,61	826,82
7	285,71	287,50	6	25,00	0,2	2,0	21,33	479,40	1 306,22
8	285,37	287,50	6	25,00	0,2	2,3	26,97	603,77	1 909,99
9	285,01	287,50	6	25,00	0,2	2,7	33,51	756,02	2 666,00
10	284,93	287,50	6	5,80	0,2	2,8	35,14	198,95	2 864,95
11	284,63	287,50	6	19,20	0,2	3,1	41,23	733,28	3 598,24
12	284,23	287,50	6	25,00	0,2	3,5	50,03	1 140,76	4 739,00
13	283,89	287,50	6	25,00	0,2	3,8	58,26	1 353,58	6 092,58
14	283,59	287,50	6	25,00	0,2	4,1	65,91	1 552,16	7 644,74
15	283,21	287,50	6	25,00	0,2	4,5	76,35	1 778,32	9 423,06
16	282,94	287,50	6	25,00	0,2	4,8	83,93	2 003,59	11 426,65
17	282,62	287,50	6	25,00	0,2	5,1	93,58	2 218,88	13 645,54
18	282,36	287,50	6	25,00	0,2	5,3	102,03	2 445,04	16 090,57
19	282,19	287,50	6	25,00	0,2	5,5	107,68	2 621,28	18 711,86
20	282,05	287,50	6	25,00	0,2	5,7	112,41	2 751,02	21 462,88
21	282,03	287,50	6	6,31	0,2	5,7	112,85	711,15	22 174,03
22	281,93	287,50	6	18,69	0,2	5,8	116,42	2 142,05	24 316,08
23	281,77	287,50	6	25,00	0,2	5,9	121,90	2 978,91	27 294,99
24	281,65	287,50	6	25,00	0,2	6,0	126,12	3 100,17	30 395,17
25	281,50	287,50	6	25,00	0,2	6,2	131,68	3 222,47	33 617,64
26	281,48	287,50	6	1,80	0,2	6,2	132,32	237,61	33 855,25
27	281,45	284,00	6	3,21	0,2	2,7	34,65	268,31	34 123,56
28	281,39	284,00	6	19,99	0,2	2,8	35,85	704,47	34 828,04
29	280,83	284,00	6	25,00	0,2	3,4	47,69	1 044,16	35 872,19
30	280,61	284,00	6	25,00	0,2	3,6	52,91	1 257,48	37 129,68
31	280,36	284,00	6	25,00	0,2	3,8	58,90	1 397,65	38 527,32
32	280,15	284,00	6	25,00	0,2	4,0	64,18	1 538,48	40 065,80
33	279,90	284,00	6	25,00	0,2	4,3	70,97	1 689,36	41 755,16
34	279,77	284,00	6	25,00	0,2	4,4	74,58	1 819,39	43 574,55
35	279,50	284,00	6	25,00	0,2	4,7	82,31	1 961,10	45 535,65
36	279,19	284,00	6	21,31	0,2	5,0	91,49	1 852,12	47 387,76
37	279,04	284,00	6	3,69	0,2	5,2	96,26	346,00	47 733,76
38	278,83	284,00	6	5,01	0,2	5,4	102,93	499,37	48 233,13
39	278,53	284,00	6	19,99	0,2	5,7	112,87	2 156,48	50 389,62
40	278,05	284,00	6	25,00	0,2	6,1	129,80	3 033,35	53 422,96
41	277,52	284,00	6	25,00	0,2	6,7	150,15	3 499,45	56 922,41
42	277,24	284,00	6	16,80	0,2	7,0	161,26	2 615,87	59 538,29
43	277,13	287,50	6	8,20	0,2	10,6	340,15	2 055,76	61 594,05

44	276,55	287,50	6	25,00	0,2	11,2	375,17	8 941,56	70 535,62
45	275,89	287,50	6	25,00	0,2	11,8	416,92	9 901,08	80 436,69
46	275,25	287,50	6	25,00	0,2	12,5	459,15	10 950,88	91 387,57
47	275,36	287,50	6	7,91	0,2	12,3	451,92	3 604,35	94 991,92
48	272,59	287,50	6	17,09	0,2	15,1	657,50	9 478,72	104 470,65
49	272,92	287,50	6	25,00	0,2	14,8	631,03	16 106,68	120 577,33
50	273,42	287,50	6	25,00	0,2	14,3	592,26	15 291,19	135 868,52
51	275,53	287,50	6	25,00	0,2	12,2	440,08	12 904,30	148 772,82
52	277,17	287,50	6	25,00	0,2	10,5	337,52	9 719,99	158 492,82
53	277,24	287,50	6	25,00	0,2	10,5	333,81	8 391,62	166 884,44
54	277,68	287,50	6	25,00	0,2	10,0	308,83	8 033,09	174 917,53
55	278,22	287,50	6	25,00	0,2	9,5	279,04	7 348,39	182 265,91
56	278,66	287,50	6	25,00	0,2	9,0	256,22	6 690,75	188 956,66
57	278,82	287,50	6	25,00	0,2	8,9	248,14	6 304,48	195 261,15
58	278,98	287,50	6	25,00	0,2	8,7	240,48	6 107,73	201 368,88
59	278,98	287,50	6	13,21	0,2	8,7	240,47	3 177,41	204 546,29
60	278,92	287,50	6	11,79	0,2	8,8	243,39	2 851,70	207 397,99
61	278,77	287,50	6	25,00	0,2	8,9	250,63	6 175,30	213 573,29
62	278,58	287,50	6	25,00	0,2	9,1	260,48	6 388,91	219 962,20
63	278,73	287,50	6	25,00	0,2	9,0	252,80	6 416,06	226 378,25
64	278,95	287,50	6	25,00	0,2	8,8	241,82	6 182,79	232 561,05
65	279,21	287,50	6	25,00	0,2	8,5	229,20	5 887,80	238 448,84
66	279,53	287,50	6	25,00	0,2	8,2	213,90	5 538,77	243 987,62
67	279,91	287,50	6	25,00	0,2	7,8	196,72	5 132,79	249 120,40
68	280,30	287,50	6	25,00	0,2	7,4	179,27	4 699,96	253 820,36
69	280,50	287,50	6	8,66	0,2	7,2	171,20	1 518,40	255 338,76
70	280,83	287,50	6	16,34	0,2	6,9	157,42	2 684,06	258 022,82
71	281,42	287,50	6	25,00	0,2	6,3	134,68	3 651,33	261 674,15
72	282,22	287,50	6	25,00	0,2	5,5	106,57	3 015,71	264 689,85
73	283,30	287,50	6	25,00	0,2	4,4	73,82	2 254,94	266 944,79
74	284,4257	287,5	6	25,00	0,2	3,3	45,63	1 493,15	268 437,94
75	285,6279	287,5	6	25,00	0,2	2,1	22,65	853,48	269 291,42
76	286,5239	287,5	6	25,00	0,2	1,2	10,22	410,86	269 702,28
77	287,1102	287,5	6	25,00	0,2	0,6	4,26	181,02	269 883,30
78	287,5313	287,5	6	25,00	0,2	0,2	1,04	66,28	269 949,58
79	287,9897	287,5	6	25,00	0,2	-0,3	-1,46	-5,18	269 944,40
80	288,0018	287,5	6	0,61	0,2	-0,3	-1,51	-0,90	269 943,50
81	288,0018	287,5	6	0,00	0,2	-0,3	-1,51	0,00	269 943,50
82	288,0036	287,5	6	0,16	0,2	-0,3	-1,52	-0,24	269 943,25

Volume DIGUE	263 513,57 m³
---------------------	---------------------------------

Volume de béton

blocs chicanes						
Nombre	b (m)	B (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Surface (m)	Volume (m ³)
394	0,1	0,6	0,4	0,5	0,175	27,6

blocs de chutes					
Nombre	longueur	largeur	hauteur	surface	volume
630	0,25	0,25	0,25	0,03	4,9

Déversoir				
	Base (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume (m ³)
S1	0,6	6	315	1134
S2	6	6	315	5670
S3	6,6	0,5	315	519,75
S4	0,5	3	315	472,5
S5	1,2	3	315	1134
Total				8 930,25

Bassin de dissipation						
		b (m)	B (m)	Hauteur (m)	Longueur (m)	Volume (m ³)
Partie rectangulaire			7	0,5	315	1102,5
seuil terminal		0,5	3	315	472,5	315
	0,5	2	2	315	787,5	787,5
Total						2362,5

mur bajoyer				
Section	Largeur (m)	Longueur (m)	Hauteur (m)	Volume (m ³)
semelle				
	7	78,5	1	549,5
voile				
rectangulaire	0,6	78,5	14	659,4
triangulaire	1,5	78,5	14	824,25
Total				1483,7

DEVIS ESTIMATIF: BARRAGE DE BANWALY					
N°	DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNITAIRE	PRIX TOTAL
A.	BARRAGE				
A.0	Plan de gestion environnementale et sociale				
A.0.1	Plan de gestion environnementale et sociale	ff	1,0	4 393 244 634	4 393 244 634
	Sous-total A0				4 393 244 634
A.1	Frais de chantier				
A.1.1	Amenée et repli	ff	1,0	15 000 000	15 000 000
A.1.2	Installation du chantier, y compris dossier d'exécution, sondages géotechniques	ff	1,0	50 000 000	50 000 000
	Sous-total A1				65 000 000
A.2	Digue				
A.2.1	Abattage et dessouchage d'arbres	u	1,0	2 750 000	2 750 000
A.2.2	Débroussaillage - décapage de l'emprise de la digue sur une épaisseur de 30	ha	4 353,0	200	870 600
A.2.3	Déblai à la main butée de pied amont et drain de pied aval	m ³	725,0	4 000	2 900 000
A.2.4	Remblai compactés à l'OPN (tranchée)	m ³	24 686,41	5 000	123 432 050
A.2.5	Remblai compactés à l'OPN (digue)	m ³	263 513,5	5 000	1 317 567 500,5
A.2.6	filtre horizontal et vertical (e=0,5)	m ³	14 114,1	10 000	141 141 000
A.2.7	Couche de couronnement latéritique	m ³	1 809,6	5 000	9 048 000
A.2.8	Couche de pose talus amont et aval	m ³	5 792,9	5 000	28 964 550
A.2.9	Perré sec talus amont et aval	m ²	14 482,3	7 500	108 617 063
A.2.10	Perré maçonné sur 20m sur le talus amont	m ²	200,0	10 000	2 000 000
A.2.11	Enrochement butée de pied amont et drain de pied aval	m ³	565,5	13 000	7 351 500
A.2.12	béton cyclopéen pour murets de crête	m ³	377,0	45 000	16 965 000
A.2.13	Echelle limnimétrique	ml	4,0	400 000	1 600 000
A.2.14	Tuyau PVC D50 pour barbacanes (mur parapet)	ml	53,0	500	26 500
A.2.15	Piézomètre	u	33,0	110 000	3 630 000
A.2.16	Repère de nivellement esp 50m	u	35,0	80 000	2 800 000
	Sous-total A2				1 769 663 763
A.3	Evacuateur de crue				
A.3.1	Déblai à la main (fouilles des ouvrages)	m ³	8 756,0	4 000	35 024 000
A.3.2	Béton cyclopéen à 300kg/m ³ y compris coffrage	m ³	2 875,0	100 000	287 500 000

A.3.3	Béton armé à 350kg/m ³ y compris coffrage	m ³	4 829,0	170 000	820 930 000
A.3.4	Béton de propreté à 150kg/m ³ y compris coffrage	m ³	257,0	60 000	15 420 000
A.3.5	Béton ordinaire à 250kg/m ³ pour bassin dissipation y compris coffrage	m ³	3 125,0	100 000	312 500 000
A.3.6	Joints waterstop	ml	185,0	50 000	9 250 000
A.3.7	Joints bitumineux	ml	200,0	5 000	1 000 000
A.3.8	Enrochement	m ³	325,0	20 000	6 500 000
A.3.9	Gabions de blocage	m ³	6,0	30 000	180 000
A.3.10	Tapis filtrant en sable sous bassin et enrochement	m ³	128,0	10 000	1 280 000
A.3.11	Tubes PVC pour barbacanes DN 50	ml	80,0	1 000	80 000
A.3.12	Tapis filtrant en sable sous diguettes de protection	m ³	100,0	10 000	1 000 000
A.3.13	Remblai compacté pour diguettes de protection	m ³	600,0	5 000	3 000 000
A.3.14	Couronnement latéritique pour diguettes de protection	m ³	62,5	5 500	343 750
A.3.15	perré maçonné pour diguette de protection	m ²	82,0	40 000	3 280 000
A.3.16	perré sec pour diguettes de protection	m ²	55,0	30 000	1 650 000
	Sous-total A3				1 498 937 750
A.4	Ouvrages de prise				
A.4.1	Béton de propreté à 150kg/m ³	m ³	250,0	55 000	13 750 000
A.4.2	Béton ordinaire à 300kg/m ³	m ³	300,0	120 000	36 000 000
A.4.3	Béton armé à 350kg/m ³	m ³	800,0	110 000	88 000 000
A.4.4	perré maçonné	m ³	160,0	25 000	4 000 000
A.4.5	Enrochement	m ³	7,7	6 000	46 242
A.4.6	Déblai à la main	m ³	2 350,0	35 000	82 250 000
A.4.7	Conduite en fonte DN 1200 mm	ml	162,0	365 000	59 130 000
A.4.8	Robinet-vanne DN 1200 mm et accessoires	ml	2,0	1 000 000	2 000 000
	Sous-total A3				285 176 242
	TOTAL				8 012 022 389
	IMPREVUS (10%)				801 202 239
	TOTAL GENERAL HT				8 813 224 627