



**ETUDE TECHNIQUE DE CONSTRUCTION DU BARRAGE
DE LÉOSGOTENGA, DANS LA COMMUNE DE GOUNGHIN,
REGION DU CENTRE EST, BURKINA FASO**

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

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

Présenté et soutenu publiquement le 28/09/2020 par :

Issanyendou Ruth KANTCHIL LARRE (20170448)

Directeur de mémoire : Moussa LO, Enseignant à 2IE, Département Génie Civil et Hydraulique

Maître de stage : Rodrigue WALBEOGO, Ingénieur Génie Rural, SERAT SARL

Structure d'accueil du stage : Société d'Etudes, de Réalisation et d'Assistance Technique (SERAT SARL)

Jury d'évaluation du mémoire :

Président : **Dr Malicki ZOROM**

Membres et correcteurs : **Dr Chaim Vivien DOTO
M. Arnaud OUEDRAOGO**

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

*A toi maman, qui a été cette personne qui s'est toujours tenue à la brèche ; qui as été
présente sur tous les plans et qui m'as énormément soutenu.*

A ma sœur, mon beau-frère, mes nièces et neveu.

A tous mes amis.

REMERCIEMENTS

Au moment d'exposer les résultats de mon travail, il m'est agréable d'adresser ici mes sincères remerciements à tous ceux qui y ont contribué d'une manière ou d'une autre.

Mes remerciements vont à l'endroit de la Banque Africaine de Développement qui a financé mes études à 2IE depuis la troisième année.

Le présent document est le fruit d'un travail qui a été mené au sein du bureau d'études nommé SERAT SARL. Je remercie ainsi le Directeur Général, Monsieur Saïdou KAFANDO pour m'avoir permis de faire le stage dans son entreprise.

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

Je tiens à remercier Monsieur Rodrigue WALBEOGO pour m'avoir encadré, pour avoir suivi mon travail de près ; ses conseils, ses contributions ont permis d'améliorer la qualité du travail.

Merci également à Monsieur Hilaire SAWADOGO, Ingénieur Rural à CAFI-B d'avoir co-encadré ce travail. Il a été un réel support dans le travail.

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

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

RESUME

Le présent mémoire traite des résultats de l'étude technique pour la construction d'un barrage au bénéfice du village de Léosgotenga dans la commune rurale de Gounghin, région du Centre-Est du Burkina Faso. Ce projet relève du Ministère en charge de l'eau qui a obtenu un financement pour la réhabilitation progressive des ouvrages dégradés et la réalisation de nouveaux barrages, face à la demande communautaire de plus en plus élevée, dans le cadre du Programme National des Aménagements Hydrauliques. Pour atteindre cet objectif, nous avons proposé une conception et le dimensionnement de la digue, de l'évacuateur de crue et des ouvrages annexes. Nous avons également identifié les impacts du projet et les mesures de gestion de ces impacts, proposé un mode de gestion durable des infrastructures et estimé le cout du projet. La superficie agricole aménageable a pu être également réalisée. L'ouvrage proposé permettra de stocker **1 116 000 m³** d'eau au plan d'eau normal. Les apports évalués à **1 700 000 m³** en année décennale sèche suffiront donc pour remplir la cuvette. La cuvette se situe à l'exutoire d'un bassin versant de **30,89 km²**. La digue en remblai homogène à fort pourcentage d'argile aura une longueur de **1,3 km** et une hauteur maximale de **5,3 m** (niveau fini de crête : 316,8 m). Un filtre de sable horizontal d'épaisseur **50 cm** et de largeur **10 m** sera placé au pied aval de la digue afin de collecter les eaux d'infiltration dans le massif et de les évacuer à l'aval. Le déversoir est conçu pour évacuer les crues est en position centrale et est long de **55 m**. C'est un déversoir-voile en béton armé soutenu par des contreforts à l'aval et doté de parafouilles afin d'éviter le phénomène de renard. Il est dimensionné pour évacuer une crue centennale de **74,42 m³/s**. Un ouvrage de prise combiné à l'ouvrage de vidange, calé à la côte **313,2m** permettra l'irrigation d'un périmètre de 9 ha en aval du barrage. Le coût de réalisation global du barrage est estimé à **834 511 574 FCFA TTC**.

Mots clés

- 1- Barrage**
- 2- Déversoir-voile**
- 3- Digue**
- 4- Construction**
- 5- Léosgotenga**

ABSTRACTS

This brief is based on the results of the technical study for the construction of a dam for the benefit of the village of Léosgotenga in the rural commune of Gounghin, Center-East region of Burkina Faso. This project is approved by the Ministry of Water Management, which has received funding for the gradual rehabilitation of degraded structures and the completion of new dams, in response to higher-level community demand, within the framework of the national hydraulic development program. To achieve this objective, we have proposed a concept and sizing of the dike, the spillway and the associated structures. We have also identified the impacts of the project and the measures to manage these impacts, by proposing a sustainable mode of infrastructure management and estimate the cost of the project. The favorable agricultural zone can also be achieved. The proposed works will allow the storage of **1,116,000 m³** of water at the normal water level. The contributions estimated at **1,700,000 m³** in the ten-year year will therefore suffice to fill the basin. The basin is located outside a **30.89 km²** pool. The dike in a fort homogeneous to a percentage of the aura has a length of **1.3 km** and a maximum height of **5.3 m** (final level of the crest: 316.8 m). A horizontal filter of **50 cm** and a width of **10 m** will be placed on the downstream pedestal of the dike in order to collect the infiltration water in the massif and to evacuate it downstream. The slope intended to evacuate the crosses is in a central position and measures **55 m** long. It is a reinforced concrete weir-sail supported by avalanche counterparts and equipped with paraffins to avoid the fox phenomenon. It is dimensioned to evacuate a centenary crude of **74.42 m³/s**. A pruning plant associated with the grazing cliff, on the 313.2 m coast, allows the irrigation of a perimeter of **9 ha** in front of the dam. The overall cost of building the dam is estimated at **834,511,574 FCFA** including tax.

Keywords

- 1- Dam
- 2- Gounghin
- 3- Dike
- 4- Construction
- 5- Léosgotenga

LISTE DES ABREVIATIONS

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

TABLE DES MATIERES

I	INTRODUCTION.....	7
II	PRESENTATION DE LA STRUCTURE D’ACCUEIL ET DE LA ZONE D’ETUDE ..	8
II.1	La structure d’accueil	8
II.2	La zone d’étude	8
II.2.1	Localisation de la zone d’étude	8
II.2.2	Aspects humains.....	9
II.2.3	Aspects physiques et naturels.....	9
III	PRESENTATION DE L’ETUDE	12
III.1	Contexte de l’étude	12
III.2	Objectifs de l’étude	12
III.2.1	Objectif général	12
III.2.2	Objectifs spécifiques	13
III.3	Etat des lieux.....	13
IV	MATERIELS ET METHODES	14
IV.1	Matériels utilisés	14
IV.2	Méthodes.....	14
IV.2.1	Etudes hydrologiques	14
IV.2.2	Etude de la retenue	22
IV.2.3	Etude de la digue et des ouvrages annexes	25
IV.2.4	Devis quantitatif et estimatif	34
V	RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	36
V.1	Synthèse des données de base	36
V.1.1	Données socio – économiques	36
V.1.2	Données géotechniques	36
V.2	Etudes hydrologiques	38
V.2.1	Analyse des données pluviométriques	38
V.2.2	Caractéristiques du bassin versant.....	40

V.2.3	Crue de projet	42
V.2.4	Etude des apports	43
V.3	Etude de la cuvette.....	44
V.3.1	Courbe Hauteur/Volume – Hauteur/Surface	44
V.3.2	Evaluation des dépôts solides.....	45
V.3.3	Evaluation des pertes et des besoins	46
V.3.4	Bilan global et simulation de la retenue	47
V.4	Conception et dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes	48
V.4.1	La digue.....	48
V.4.2	Le déversoir et les ouvrages annexes	50
V.5	ETUDE FINANCIERE	56
V.6	NOTICE D’IMPACT ENVIRONNEMENTAL	57
V.6.1	Justification et cadre de législation	57
V.6.2	La zone d’influence du projet.....	57
V.6.3	Identification des impacts pendant la phase de construction et d’exploitation ..	57
V.6.4	Plan de gestion environnemental et social	59
VI	CONCLUSION ET PERSPECTIVES	60
	BIBLIOGRAPHIE	61
	ANNEXES	62

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I: Classification des bassin versant selon Rodier	14
Tableau II: Choix du temps de retour de la crue (G. DEGOUTTE, 1997)	19
Tableau III: Classification des zones phyto - climatiques selon Dubreuil - Vuillaume.....	21
Tableau IV: Valeurs des termes d'aptitude à l'écoulement(Bulletin 54 ; FAO ;Page 177)	22
Tableau V: Correspondance entre effectifs animaux et UBT	24
Tableau VI : Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue.....	27
Tableau VII: Effectif du cheptel en 2017 dans le village de Léosgotenga	36
Tableau VIII: Coordonnées des zones d'emprunt	37
Tableau IX: Résultats des essais sur les emprunts	38
Tableau X: Quantiles annuelles.....	39
Tableau XI: Quantiles maximales journalières	39
Tableau XII: Caractéristiques du bassin versant	41
Tableau XIII: Synthèse des résultats du calcul de la crue décennale	42
Tableau XIV: Résultats de l'évaluation des dépôts solides	45
Tableau XV: Valeurs de l'infiltration mensuelle et des évaporations mensuelles	46
Tableau XVI: Besoins en eau en période sèche	47
Tableau XVII: Les dimensions de la digue et de ses éléments constitutifs	48
Tableau XVIII: Caractéristiques du déversoir	51
Tableau XIX: Synthèse de l'étude de stabilité du déversoir	52
Tableau XX: Choix des armatures pour le voile	53
Tableau XXI: Choix des armatures pour les contreforts	53
Tableau XXII: Choix des armatures pour le radier	54
Tableau XXIII: Caractéristiques du bassin de dissipation	54
Tableau XXIV: Caractéristiques du mur bajoyer	55
Tableau XXV: Synthèse la stabilité du mur bajoyer	55
Tableau XXVI: Pourcentages représentant le prix des ouvrages	56

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte administrative de la commune de Gounghin.....	9
Figure 2: Géologie de la commune de Gounghin	11
Figure 3: Hydrographie de la commune de Gounghin	12
Figure 4: Vue du radier n°1	13
Figure 5: Ajustement à la loi de Gumbel	38
Figure 6: Ajustement à la loi de Gauss	39
Figure 7: Bassin versant du barrage de Léosgotenga	40
Figure 8: Courbe représentant les altitudes du bassin versant	40
Figure 9: Hydrogramme de crue	43
Figure 10: Plan de la cuvette	44
Figure 11: Courbe Hauteur - Surface et Hauteur-Surface de la cuvette.....	45
Figure 12: Simulation de la retenue en fonction des pertes et besoins:	47
Figure 13: Modélisation de l'étude de la stabilité.....	50
Figure 14: Illustration des forces agissant sur le déversoir	52
Figure 15: Sondages géotechniques	79
Figure 16: Vue de l'axe 1 de la digue	97
Figure 17: Vue de l'axe 2 de la digue	98
Figure 18: Paramètres servant à calculer les dimensions du drain.....	100
Figure 19: Abaque de détermination de l'enfoncement D du bassin de dissipation.....	112
Figure 20: Abaque de dimensionnement du bassin de type II	114
Figure 21: Abaque pour la détermination des dimensions du bac de réception, Source : COMPAORE 1996.....	120
Figure 22: Armatures du mur bajoyer	127

FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE LEOSGOTENGA

I- Localisation		
Village	Léosgotenga	
Commune	Gounghin	
Province	Kouritenga	
Région	Centre – Est	
Coordonnées géographiques	809622 / 1333370	
Pluviométrie moyenne annuelle	784,59 mm	
Désignations	Unités	Caractéristiques
II- Bassin versant		
Superficie	km²	30,89
Périmètre	Km	32,84
Indice global de pente corrigé	m/km	3
Débit de projet	m³/s	74,41
Apports en année décennale sèche	m³	1 699 435
III- Cuvette		
Côte PHE	m	315,8
Côte PEN	m	315
Volume d'eau au PEN	m³	1 116 000
Superficie de la retenue au PEN	m²	851 262
IV- Digue		
Type		Homogène en argile
Côte de calage	m	316,8
Hauteur maximale	m	5,3
Largeur en crête	m	4
Longueur (Digue + Déversoir)	m	1 300
Pente du talus amont – aval		1/2,5-1/2
Profondeur maximale de la tranchée d'ancrage	m	4
V- Evacuateur de crue		
Type		Déversoir voile contrefort
Position		Centrale

Côte de calage	m	315
Hauteur d'eau	m	3,5
Hauteur totale	m	4,5
Longueur totale	m	55
Largeur en crête	m	0,6
Longueur du bassin de dissipation	m	4
VI- Ouvrage de prise		
Position		Rive droite
Nature de la conduite		Conduite en fonte
Diamètre de la conduite	mm	250
VII- Périmètre à irriguer		
Superficie aménageable	ha	9
Débit d'équipement	l/s/ha	3,19
Type d'irrigation		Irrigation gravitaire
VIII- Coût des travaux		
Coût des travaux de barrage	FCFA	834 511 574
Plan de gestion environnemental et social	FCFA	19 345 000
Coût total du projet (barrage + PGES)	FCFA	853 856 574

I INTRODUCTION

Les pays sahéliens disposent d'un climat aride et chaud marqué par une courte saison humide et une très longue saison sèche. Même si la saison des pluies est un phénomène qui revient chaque année, elle présente généralement une quantité faible et une intensité aléatoire. Le Burkina Faso est un pays enclavé, donc sans accès à la mer avec une pluviométrie mal répartie soumise aux effets de changements climatiques. En effet, plus de 80% du pays repose sur du socle cristallin dont les principales caractéristiques sont : une capacité limitée des aquifères et une infiltration très faible en surface. Les ressources en eau souterraines sont donc difficilement exploitables. Environ 65% pour cent de la population active travaille dans le secteur agricole et leurs conditions de vie sont ainsi tributaires des aléas climatiques. En 2016, cette population majoritairement agricole vivait en dessous du seuil de pauvreté. Le taux de croissance démographique du pays au dernier recensement était parmi les plus élevés au monde et un nombre élevé de personnes se retrouve dans un état de fragilité quasi-permanent lié à l'insécurité alimentaire dont l'une des causes est le manque d'eau pour produire assez d'aliments. Selon les statistiques, le secteur agricole est le plus consommateur en terme de ressource en eau. L'urgence de trouver des moyens afin de conserver de manière durable cet élément « eau » vient s'avérer important afin de mieux gérer l'eau utilisée pour l'agriculture et augmenter le rendement. Un des moyens de stocker de l'eau de façon pérenne est la construction des barrages. C'est ainsi que parmi les planifications qu'a adoptées le Burkina Faso, la mobilisation des ressources en eau et leur valorisation occupent une place primordiale pour lutter contre l'insécurité alimentaire et l'extrême pauvreté. Le nouveau cadre d'orientation que vient de se doter le pays est le PNDES qui se décline en trois axes stratégiques majeurs dont l'axe 3 est de « dynamiser les secteurs porteurs pour l'économie et les emplois ». Le premier objectif stratégique de cet axe porte sur le développement durable d'un secteur agro-sylvo pastoral où l'ambition est d'accroître la part des productions irriguées et d'où l'une des principales actions à mener aura trait à l'amélioration de la maîtrise d'eau pour des fins agricoles. Ce projet de construction de barrage s'inscrit alors dans cet ordre d'idées. Ce présent mémoire dont le thème est intitulé « ETUDES TECHNIQUES DE CONSTRUCTION DU BARRAGE DE LÉOSGOTENGA, DANS LA COMMUNE DE GOUNGHIN, REGION DU CENTRE EST, BURKINA FASO » retrace les activités qui ont été menées pour une étude détaillée proprement dite.

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

II.1 La structure d'accueil

La Société d'Etudes, de Réalisations et d'Assistance Technique (SERAT) a été créée en 2006 sous un statut de Société à Responsabilité Limité (SARL). C'est un bureau d'étude privé de droit Burkinabè composé d'ingénieurs, de techniciens et de cadres permanents appuyés par des consultants extérieurs ayant acquis une grande expérience.

SERAT SARL a été créée pour répondre aux besoins de conseil et d'expertise dans les divers domaines tels que :

- Aménagements hydro-agricoles, barrages et retenues d'eau ;
- Génie civil (Bâtiment et Travaux publics) ;
- Approvisionnement en eau potable et assainissement ;
- Projets agro-sylvo-pastoraux ;
- Etudes environnementales.

II.2 La zone d'étude

II.2.1 Localisation de la zone d'étude

Le présent projet sera réalisé dans le village de Léosgotenga qui est l'un des 43 villages de la commune de Gounghin. Suivant la division administrative du pays, la commune est située dans la province de Kouritenga dans la région du Centre-Est.

La commune de Gounghin est limitée par les communes rurales de Diabo et Tibga à l'Est, les communes Baskouré, Yargo et Andamtenga à l'Ouest ; les communes Bissiga et Tensobentenga au Sud et la commune de Bilanga au Nord.

Le site se trouve environ à 17 kilomètres de Gounghin, chef-lieu de la commune et à 190 km de Ouagadougou la capitale du Burkina Faso. L'accès à ce site se fait depuis la ville de Koupéla, en suivant la nationale N°4 en direction de Fada-N'gourma, sur 8 km puis sur une piste de 19,5 km qui conduit au site.



Figure 1: Carte administrative de la commune de Gounghin

II.2.2 Aspects humains

La population de la Commune de Gounghin était estimée à 35 257 habitants selon le RGPH 2006 et représentait 11% de la population provinciale et 3% de la population régionale. Les femmes représentent 54,85% de la population totale avec 19 338 femmes et les hommes représentent 45,15% avec 15 919 hommes. Le taux d'accroissement démographique est évalué à 2,84%.

II.2.3 Aspects physiques et naturels

II.2.3.1 Le climat

La commune jouit d'un climat de type soudanien. La température moyenne annuelle est de 29°C et varie entre un minimum de 22°C et un maximum de 39°C. L'insolation est moyenne : 7 à 8 heures par jour. L'humidité de l'air est faible à moyenne. La pluviométrie moyenne annuelle se situe entre 750 et 1100 mm. Ce climat est caractérisé par une saison pluvieuse relativement courte de mai à septembre et une saison sèche d'octobre à avril.

La région jouit d'une bonne pluviométrie et compte ainsi, parmi les zones les mieux arrosées du Burkina Faso [1]. Cette bonne pluviométrie est favorable à l'intensification et à la diversification des activités agro-pastorales.

II.2.3.2 La végétation

La zone d'étude est entièrement comprise entre le secteur phytogéographique nord-soudanien. Les savanes arbustives et arborées dominent les formations naturelles. Les espèces dominantes sont : le bouleau d'Afrique (*anogeisus léiocarpus*), le karité (*butyrospermum parkii*), le kinkeliba (*combretum*). Le tapis herbacé est continu et dense. Les cours d'eau les plus importants sont bordés par des forêt-galeries de faible étendu.

Selon l'étude thématique sur le milieu physique, l'état de dégradation des ressources naturelles est déjà avancé et cela est principalement dû à la surpopulation, les feux de brousse, la mécanisation et la forte extension des surfaces de cultures de coton.

II.2.3.3 Le relief

Le relief est considéré comme un vaste plateau constitué de glacis des milieux cuirassés. Les plateaux qui occupent la commune dans laquelle se trouve notre zone d'étude s'étendent sur plus de 4/5 de la superficie de la commune et forment une bande d'environ 7 kilomètres du nord au sud de Koulpèlogo.

II.2.3.4 Les sols

On y rencontre :

- Des sols sableux en surface, sablo-argileux en profondeur ;
- Des sols argileux en surface, argilo-sableux en profondeur ;
- Des sols à texture variable : sableux, argileux, gravillonnaires ;
- Des sols sableux ou gravillonnaires, parfois roche dure.

II.2.3.5 La géologie

La géologie de la commune est essentiellement constituée de socle à l'image de celle de la région du Centre-Est.

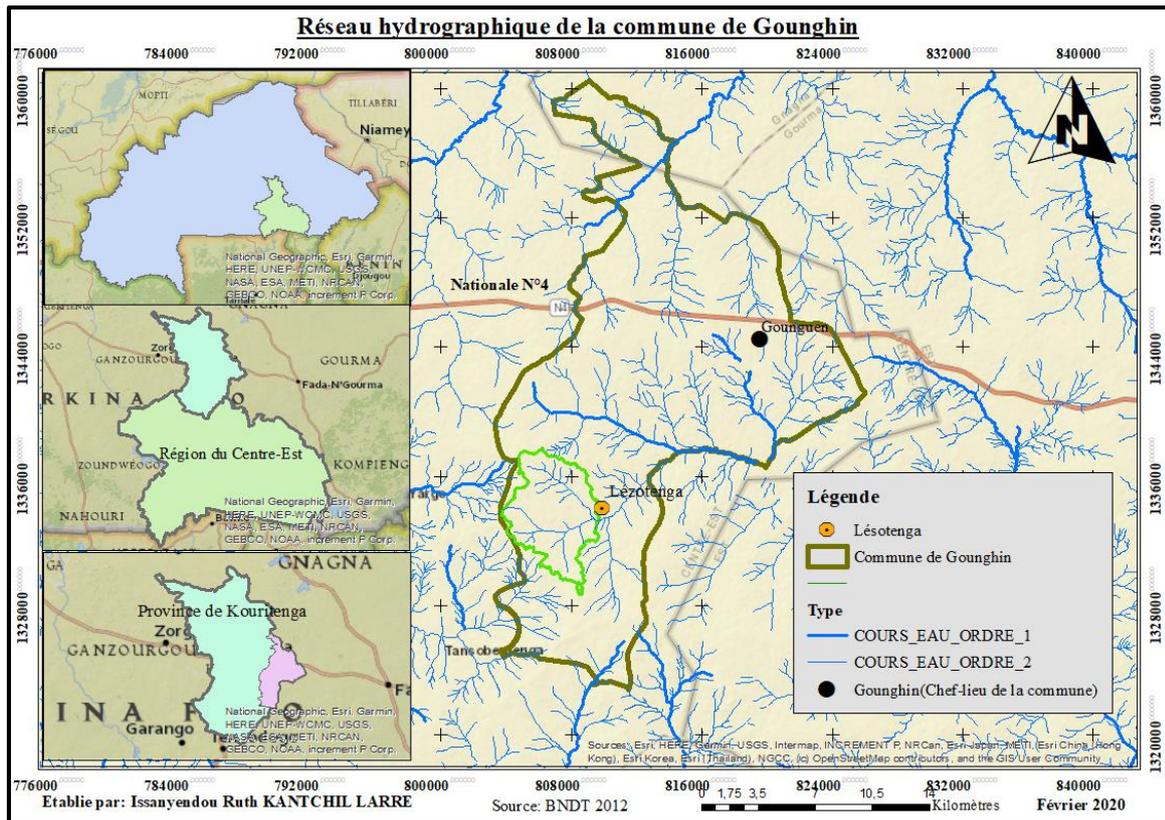


Figure 3: Hydrographie de la commune de Gounghin

III PRESENTATION DE L'ETUDE

III.1 Contexte de l'étude

Malgré les potentialités agricoles non négligeables que regorge le Burkina Faso, la problématique de la sécurité alimentaire et nutritionnelle demeure une préoccupation. La difficulté d'accès aux aliments sains et nutritifs par des moyens socialement acceptables s'explique essentiellement par le faible niveau de maîtrise de l'eau et la dégradation de ressources naturelles. Face au constat du nombre élevé de barrages dégradés (47%) (DGRE, 2011) et de la demande communautaire de plus en plus importante pour la réalisation de nouveaux ouvrages, le Ministère en charge de l'eau à travers le PNAH a obtenu une ligne budgétaire pour la réhabilitation progressive des ouvrages dégradés et la réalisation de nouveaux barrages.

III.2 Objectifs de l'étude

III.2.1 Objectif général

L'objectif de ce travail est de proposer une étude technique en vue de la construction du barrage de Léosgotenga.

III.2.2 Objectifs spécifiques

Il s'agira de :

- Identifier de l'axe potentiel pour la réalisation d'un barrage d'au moins un million de mètres cubes
- Identifier les potentialités et des contraintes techniques, sociales, économiques et environnementales du site ;
- Proposer une étude technique optimale du barrage et de ses ouvrages annexes ;
- Evaluer les besoins en terme de travaux et les coûts nécessaires pour leur mise en œuvre.

III.3 Etat des lieux

Il s'agit d'un nouveau site, situé au voisinage d'une piste et plus précisément proche d'une succession de trois radiers. Le radier n°1 est le plus long et concentre tous les écoulements résiduels.



Figure 4: Vue du radier n°1

IV MATERIELS ET METHODES

IV.1 Matériels utilisés

L'étude a été concrète grâce à un ensemble de matériels :

- HyfranPlus pour une vérification de l'analyse fréquentielle des pluies ;
- ARCGIS 10.5 pour la délimitation du bassin versant, la détermination de ses caractéristiques physiques et l'élaboration des différentes cartes ;
- Géoslope 2018 pour la vérification de la stabilité des talus de la digue ;
- CYPE 2016 pour la détermination des armatures des murs bajoyers ;
- Autocad pour l'élaboration des plans d'exécution ;
- Pack office 2016 pour les calculs et la rédaction du rapport ;
- CROPWAT pour la détermination des paramètres cultureaux.

IV.2 Méthodes

IV.2.1 Etudes hydrologiques

IV.2.1.1 Caractéristiques du bassin versant

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

❖ La classe du bassin versant

Cette classification a été effectuée selon celle de l'Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'agriculture (FAO) [1]. En fonction de la superficie du bassin, il existe 4 classes définies par Rodier dans le bulletin 54 de la FAO.

Tableau I: Classification des bassins versants selon Rodier

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

❖ Le rectangle équivalent

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

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

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

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

❖ **Indice de forme**

Il est noté K_G et est défini comme le rapport du périmètre du bassin au périmètre du cercle ayant la même surface. Il permet d’apprécier la forme du bassin versant. Ce coefficient est proche de 1 si le bassin versant a une forme arrondie et est supérieur à 1 lorsque le bassin est de forme allongé. En effet ce paramètre influe sur l’écoulement global et le l’hydrogramme d’une crue. Il se calcule grâce à la formule :

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

❖ **Pente longitudinale moyenne**

C’est une caractéristique qui renseigne sur la topographie du bassin versant. Il a été calculée avec la formule simplifiée de Grésillon.

$i_{moy} = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}}$	<p>ΔH : Différence d’altitude maximum sur le bassin (m) S : Surface du bassin versant (km²)</p>
---------------------------------------	---

❖ **L’indice global de pente**

A l’issue de la délimitation du bassin versant, les courbes de niveau ont également été générées. La courbe hypsométrique fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief. Elle représente la répartition de la surface du bassin en fonction des altitudes. Ainsi, les altitudes correspondantes à 5% et 95% de la surface du bassin versant ont été déterminées. L’indice globale de pente est calculé à partir de la formule ci-après :

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

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

$I_{gcor} = \frac{(n - 1) * I_g + I_t}{n}$	<p>n = 2 pour $L_{eq} < 5$ km</p> <p>n = 3 pour $5 < L_{eq} < 25$ km</p> <p>n = 4 pour $25 < L_{eq} < 50$ km</p> <p>n = 5 pour $L_{eq} > 50$ km</p> <p>I_t = Pente transversale moyenne mesurée sur 4 ou 6 lignes de plus grande pente du bassin versant.</p>
--	--

❖ Densité de drainage

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

$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	<p>D_d : Densité de drainage (km/km²)</p> <p>L_i : Longueur totale de tous les cours d'eau du bassin versant (km)</p>
----------------------------	--

❖ Dénivelée spécifique

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

$D_s = I_g * \sqrt{S}$	<p>I_g : Indice global de pente (m/km)</p> <p>S : Surface du bassin versant (km²)</p>
------------------------	--

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

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

IV.2.1.2 Analyse fréquentielle des pluies

❖ Traitements des données pluviométriques

Une série de données a été mise à notre disposition. Les données utilisées sont celles de la station de Koupéla. Afin d'en tirer une qualité acceptable, seules les données de trente années

ont été utilisées tant pour les pluies moyennes annuelles que pour les pluies maximales journalières.

Ainsi, les données moyennes annuelles ont été au préalable traitées par la méthode de la moyenne mobile sur 3 ans. C’est une méthode qui s’applique à une série continue de mesures sur 20 ans au moins [2]. C’est un contrôle purement qualitatif qui ne conduit surtout pas au calculs de nouvelles valeurs. Pour l’année i , cette moyenne est obtenue par la formule suivante :

❖ Ajustement à la loi de Gauss

Il a été effectué sur la série de pluies moyennes annuelles de 1988 à 2018. Cette méthode revient à calculer directement les paramètres \bar{x} et σ qui sont respectivement la moyenne et l’écart type de la série. La variable réduite est sous la forme :

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

❖ Ajustement à la loi de Gumbel

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

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

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

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

IV.2.1.3 Débit de projet

Le bassin versant n’étant pas jaugé, les méthodes de détermination de débit sont celles de la prédétermination de la crue et des apports liquides. Les méthodes appliquées sont celles de CIEH, ORSTOM pour la détermination de la crue décennale et GRADEX pour la détermination du débit de projet.

❖ Méthode CIEH

C’est une méthode statistique employée sur des bassins de surface allant jusqu’à 1000 km² et basée sur les caractéristiques physiques et hydrologiques du bassin. Elle s’appuie sur l’étude de 162 bassins [1]. La formulation pour retrouver l’expression du débit de pointe est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous forme de:

$Q_{10} = a * S^s * \bar{P}_{an}^p * I_g^i * k_{r10}^k * D_d^d * \dots$	<p>a, s, p, i, k, d : coefficient de régression à déterminer</p> <p>S : Surface du bassin versant (km²)</p>
---	--

	<p>I_g : Indice global de pente (m/km)</p> <p>P_{an} : Pluie annuelle moyenne (mm)</p> <p>K_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal (%)</p> <p>D_d : Densité de drainage (km^{-1})</p>
--	---

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

❖ La méthode ORSTOM

Elle permet également d'évaluer la crue décennale sur les bassins du sahel et dans la zone tropicale sèche et s'applique sur des bassins qui s'étendent sur une superficie de quelques dizaines d'hectares à $1500 km^2$ [1].

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

$Q_{10} = Q_{r10} + Q_{ret10}$	<p>Q_{ret10} : Débit dû à l'écoulement retardé (m^3/s)</p> <p>Q_{r10} : Débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennal (m^3/s)</p>
--------------------------------	--

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

$Q_{r10} = A * P_{10} * k_{r10} * \alpha_{10} * S/T_{b10}$	<p>A : Coefficient d'abattement</p> <p>P_{10} : Pluie décennal journalière (mm)</p> <p>k_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal</p> <p>α_{10} : Coefficient de pointe de la crue décennal</p> <p>T_{b10} : Temps de base de la crue décennal</p> <p>S : Surface du bassin (km^2)</p>
--	---

a.) Détermination du coefficient d'abattement A

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

$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 * \bar{P}_{an}}{1000} * \log S \right]$	<p>S : Surface du bassin (km^2)</p> <p>\bar{P}_{an} : Pluie annuelle moyenne (mm)</p>
---	--

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

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

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

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

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

Il a été déterminé en fonction de la région, la superficie du bassin et l'indice globale de pente. Le temps de base est calculé en utilisant la relation suivante :

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

Ces coefficients varient en fonction des paramètres cités précédemment.

❖ Débit retenu

Le débit retenu est celle de plus grande valeur des deux méthodes de calcul par mesures de sécurité.

❖ Durée de retour pour la crue de projet

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

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

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

❖ Crue de projet

Le débit de crue centennal a été obtenu par méthode de GRADEX par le calcul d'un coefficient majorateur dont la formule est :

$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{k_{r10}}$	P_{100} : Pluie journalière maximale centennale (mm) P_{10} : Pluie journalière maximale décennale (mm) T_b : Temps de base (heures)
--	--

	K_{r10} : Coefficient de ruissellement décennal
--	---

La crue de projet est ainsi déterminée en multipliant ce coefficient par la crue décennale Q_{10} .

❖ L’hydrogramme de crue

L’hydrogramme de crue donne l’évolution de la crue en fonction du temps. Il est schématisé en trois tronçons linéaires proposé par GRESILLON, HERTER et LAHYAYE [3] et construit à l’aide des temps de base et de montée. Le changement de pente de la décrue s’effectue à un débit appelé débit de discontinuité qui a été obtenu par la relation ci-après :

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

IV.2.1.4 Calcul des apports liquides du bassin

L’implantation d’un barrage requiert la connaissance des apports annuels. Des méthodes aux caractéristiques et approches différentes ont permis d’évaluer ces apports.

❖ Méthode du déficit d’écoulement

Elle est fondée sur la détermination du déficit d’écoulement. Il est calculé par la formule de Coutagne qui est la suivante et qui ne dépend que de la température moyenne du lieu et de la pluviométrie locale :

$D = P - \lambda P^2 \text{ avec } \lambda = \frac{1}{0,8+0,14*\bar{T}}$	P : Pluviométrie moyenne annuelle (m) T : Température moyenne annuelle ($^{\circ}C$) D : Déficit d’écoulement (m)
--	---

Cette relation n’est valable que lorsque la valeur de la pluviométrie est comprise entre $1/8\lambda$ et $1/2\lambda$. Ainsi la lame d’eau a pu être déduite à travers la relation suivante :

$$D = P - Le$$

Les coefficients d’écoulement en année moyenne, quinquennale et décennale sèche ont été calculées par des relations utilisées par l’ONBAH au Burkina [4] :

Coefficient d’écoulement en année moyenne	$k_e = \frac{Le}{P}$
Coefficient d’écoulement en année quinquennale	$k_{e5} = 0,7 * k_e$
Coefficient d’écoulement en année décennale	$k_{e10} = 0,5 * k_e$

❖ Méthode Dubreuil – Vuillaume

Cette méthode consiste à déterminer l’écoulement moyen annuel des bassins non-observés à partir de leurs caractéristiques physico-climatiques. Son domaine de validité se retrouve entre les isohyètes de 400 à 4000 mm de pluviométrie moyenne annuelle avec une définition de quatre grandes zones [1] :

Tableau III: Classification des zones phyto - climatiques selon Dubreuil - Vuillaume

Zones	Isohyètes	Climat
Steppe semi – aride	400 mm – 650 mm	Climat semi – aride
Savane arbustive	700 mm – 1150 mm	Climat tropical pur
Savane boisée ou arborée	900 mm – 1800 mm	Climat tropical de transition
Région forestière	1200 mm – 4200 mm	Climat tropical très humide

La pluviométrie dans la zone d’étude étant comprise entre 700 et 1000mm, la relation utilisée a été celle de la région savane arbustive. En région savane arbustive la relation qui a permis d’évaluer la lame écoulée moyenne annuelle est :

$Ec = 0,47 * Pr - 0.33 * \log S + 0,54 * D_s + A$	Pr : Pluie réduite (mm) S : Superficie du bassin (km ²) D _s : Dénivelée spécifique (m) A : Terme d’aptitude d’écoulement
---	--

a. Détermination de Pr

Il représente la part disponible pour l’écoulement de l’apport pluvial, la partie non disponible est représentée par l’évaporation.

$$Pr = \sum_{n=1}^{12} \delta^n \left(P_{me}^n - \frac{ETB}{36} \right)$$

$$\delta^n = 1 \text{ quand } P_{me}^n > \frac{ETB}{36}$$

$$\delta^n = 0 \text{ quand } P_{me}^n < \frac{ETB}{36}$$

n est le numéro du mois donc varie de 1 à 12

P_{me}^n est la hauteur moyenne mensuelle correspondant au mois n

ETB est l’évaporation moyenne annuelle. Les données d’évaporation utilisées sont ceux de la station de Fada.

b. Détermination de A

Le choix de la valeur de A est basé sur la pétrographie du bassin versant.

Tableau IV: Valeurs des termes d'aptitude à l'écoulement (Bulletin 54 ; FAO ; Page 177)

Typologie du sol en dessous du lit mineur	Valeur de A
Lit mineur sur net sur terrain granitique imperméable	-35
Bassin à lit mineur sur schiste ou grès ainsi que sur terrain granitique perméable	-85
Si les bassins des deux classes précédentes ont des lits majeurs actifs	-55 ; -105
Absence de lit mineur	-185

IV.2.2 Etude de la retenue

IV.2.2.1 Caractérisation de la cuvette

❖ Courbe Hauteur-Volume-Surface

Les levés topographiques ont permis de reconstituer la courbe Hauteur - Volume et Hauteur – Surface du barrage. Le volume partiel est obtenu par la relation suivante [5] :

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

❖ Calage du plan d'eau normal

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

IV.2.2.2 Estimation des besoins et des pertes en eau

❖ Besoins agricoles

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

saisons, des cultures, des conditions climatiques et des types de sol.

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

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

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

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

❖ Besoins pastoraux et humains

❖ Besoins humains

Connaissant le nombre d’habitants du village en 2006 et le nombre d’habitants en 2019 selon le RGPH et, le taux d’accroissement annuel a été calculé avec la réciproque de la formule de projection de la population. Ensuite, une projection a été faite à l’horizon 2050 afin d’estimer la population du village en cette année.

$P_n = P_0 * (1 + T_x)^n$	<p>P_n : Population à l’horizon du projet T_x : Taux d’accroissement annuel P₀ : Population à l’origine du projet</p>
---------------------------	--

Nous sommes partis de l’hypothèse selon laquelle un être humain consomme 20 l par jour pour ses besoins dans un milieu rural [6]. Cependant, nous estimons que toute la population ne se rendra pas tous les jours au barrage pour s’approvisionner. Aussi il convient de signaler que les besoins domestiques sont marginaux et ne se limitent qu’à la confection des briques et à la lessive, les forages et les puits constituant les sources d’approvisionnement en eau de boisson

d'où donc nous estimons la consommation à 7,5 l m, d'eau par jour par habitant.

❖ **Besoins pastoraux**

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

Tableau V: Correspondance entre effectifs animaux et UBT [8]

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

❖ **Pertes par infiltration**

On retrouve dans la littérature qu'au Burkina Faso, l'infiltration moyenne est comprise entre **2 et 3 mm** [7]. Dans ce document, une valeur de **2 mm** par jour a été adoptée et supposée constante toute la vie du barrage et en toute saison. Néanmoins, dans un cas pratique, cette valeur diminue parce qu'il se produit généralement un auto-colmatage dû au gonflement des particules argileuses du sol et à l'apport dès le premier remplissage d'éléments solides au fond de la cuvette.

❖ **Pertes par évaporation**

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

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

❖ **Pertes par dépôts solides**

Ces pertes sont essentiellement dues aux particules solides que les eaux de ruissellement

transportent sur leur parcours. Ils dépendent également de certaines caractéristiques du bassin versant telles que l'érosion, le couvert végétal, les pentes et la résistance de la roche mère.

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

❖ La Formule de Gottschalk

$V_e = D * S$ $D = 260 * S^{-0,1}$	<p>D : Dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an)</p> <p>S : Superficie du bassin versant (km²)</p>
------------------------------------	---

❖ La Formule du CIEH-EIER (Grésillon)

Elle tient en plus de la superficie compte de la pluviométrie moyenne annuelle. Selon Grésillon la dégradation spécifique annuelle est calculée de la manière suivante :

$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$	<p>P : Pluviométrie moyenne annuelle (mm)</p> <p>S : Superficie du bassin versant (km²)</p>
--	--

❖ La Formule de KARAMBIRI

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

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

IV.2.2.3 Bilan global et simulation de la retenue

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

IV.2.3 Etude de la digue et des ouvrages annexes

IV.2.3.1 Identification de l'axe de la digue

Afin d'atteindre le volume d'eau escompté tout en évitant des dommages importants, une étude

a été faite au préalable afin d'identifier l'axe optimale de la digue. Elle a consisté à tracer sur Google Earth des axes afin de d'estimer le volume.

IV.2.3.2 Dimensionnement de la digue

❖ Calage de la digue

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

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

❖ Largeur de la crête

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

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

❖ La largeur en base

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

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

❖ La revanche libre

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

- La hauteur des vagues

Elle est calculée selon les formules empiriques ci-après :

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

- La vitesse des vagues

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

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

La revanche a été ainsi obtenue par la formule :

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

❖ **Pente des talus de la digue**

Les pentes des talus sont fixées en tenant compte des caractéristiques géotechniques et de la nature des matériaux de construction de la digue. Les pentes ont été choisis dans les valeurs du tableau suivant [4].

Tableau VI : Valeurs des pentes amont et aval en fonction du matériau de la digue, [4]Page 152.

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

❖ Infiltration et hydraulique interne

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

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

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

❖ Le drain

Le drain horizontal permet la collecte des infiltrations dans la digue et une partie des débits d'infiltration dans la fondation et de les acheminer hors de la digue dans le fossé de pied aval.

L'épaisseur minimale requise est de 0,5 m. [4]

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

❖ Stabilité des talus de la digue

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

vis-à-vis du glissement. La vérification a été faite sur le talus aval par la méthode de Bishop dans le cas où la retenue est pleine avec le logiciel Géoslope.

Notons par ailleurs qu'en général, on considère comme stables les petits ouvrages qui vérifient les conditions suivantes [9] : hauteur inférieure ou égale à 5 m ; largeur en crête supérieure ou égale à 3,5 m ; pente de talus 1/2 ; 1/2,5 ; voire 1/3 ; essais mécaniques correctes des sols permettant de dire que l'on se trouve en présence d'un sol de bonne qualité.

❖ Protection des talus de la digue

Nous avons utilisé les recommandations du corps des ingénieurs de l'armée américaine qui propose la relation suivante en fonction de la hauteur des vagues et des dimensions des blocs. Les épaisseurs de protection sont calculées par la formule suivante :

$e = 1,5 * D_{50}$	e : épaisseur de protection (m) D ₅₀ : Dimension des enrochements en fonction de la hauteur des vagues (m)
--------------------	--

❖ Tranchée d'ancrage

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

IV.2.3.3 Dimensionnement du déversoir

L'évacuateur de crue proposé est un déversoir-voile en béton armé. Le débit du projet se calcule comme suit :

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

❖ Laminage de crue

Le laminage est effectué pour diminuer la longueur du déversoir. Nous avons utilisé la méthode du x_0 pour évaluer l'effet de laminage. L'effet de laminage est sous la forme d'un coefficient β . Il représente le rapport entre le débit de crue et le débit évacué. Il est déterminé par lecture sur un abaque qui est fonction de $\log x_0$ où x_0 est calculé par la formule :

$x_0 = \frac{m^2 * g * L^2 * Q_{max} * t_m^3}{S^3}$ $L_{approx} = \frac{Q_{crue}}{m * \sqrt{2 * g * h^{3/2}}}$	<p>S : Surface du plan d'eau (m²)</p> <p>m : coefficient de débit de l'évacuateur égal à 0,33</p> <p>t_m : Temps de montée des eaux (m³/s)</p> <p>Q_{max} : Débit maximal de projet (m³)</p>
--	---

On obtient ainsi β et donc un débit $Q = \beta * Q_{max}$ et donc :

$$L_2 = \frac{\beta * Q_{max}}{m * \sqrt{2 * g * h^{3/2}}}$$

On recommence le calcul avec L_2 et ainsi de suite par itérations successives, jusqu'à obtenir une valeur convergente de la longueur.

❖ Stabilité du déversoir

L'étude de stabilité du déversoir concerne l'équilibre de l'ensemble de l'ouvrage. L'ouvrage doit résister au glissement sur la fondation, au renversement, au poinçonnement. Les actions mises en jeu sur une tranche latérale de 1 m du déversoir font intervenir, le poids propre du déversoir, la poussée hydrostatique amont, les sous-pressions, éventuellement la poussée des sédiments accumulés à l'amont [8].

a) Stabilité au glissement

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

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

	P _t (kN/ml): Poussée des terres
--	--

b) Stabilité au renversement

Le renversement est le deuxième mode direct de rupture pour un barrage-poids. La cause d'une telle rupture est l'existence de forces horizontales suffisamment grandes comparées aux forces verticales pour amener la résultante de toutes les forces agissant sur le barrage y comprises forces de sous pressions en dehors des limites de la surface de base de l'ouvrage. On a supposé que le mur pivote autour du point B et on a calculé les moments des forces motrices (poussée de l'eau et sous pression) et forces résistantes (poids de l'ouvrage). Pour que le barrage soit stable au renversement, il faut que la relation suivante soit également vérifiée :

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

c) Stabilité au poinçonnement

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

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

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

	e(m) : Excentricité
--	---------------------

d) Vérification de la non fissuration

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

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

❖ **Calcul des armatures du déversoir**

Conçu par plots indépendants, le voile, les contreforts et le radier forment un ensemble homogène, calculés suivant les règles BAEL [9]. Le déversoir étant en béton armé, les armatures des différentes parties du déversoir (voile, contrefort, radier) ont été calculées. Le voile a été considérée comme une poutre reposant sur des appuis (contreforts) et a été calculé par tranche de 1 m suivant la hauteur, en flexion simple à l’état limite de service. Les contreforts quant à eux ont été considérées comme des consoles encastées dans le radier et reprenant les charges de l’eau et des terres transmises par le voile [10]. Ils ont été calculés en flexion simple à l’état limite de service en fissuration préjudiciable.

IV.2.3.4 Dimensionnement du bassin de dissipation

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

❖ Détermination de l’enfoncement D

La valeur de cet enfoncement a été déterminée à l’aide d’un abaque en fonction de la profondeur du lit aval et de la hauteur de la lame d’eau au-dessus du seuil [4]. L’abaque utilisé est joint en annexe VII.1.4.

❖ Détermination de la longueur L

L’enfoncement D étant déterminé, $H = H_0 + D$ a été ensuite calculé avec H_0 la hauteur d’eau en amont. Ainsi, le couple $(y_1 ; V_1)$ a été déterminé par itération.

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

$y_1 = \frac{Q}{L' * V_1}$	
----------------------------	--

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

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

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

IV.2.3.5 Dimensionnement du chenal

Le chenal permet de restituer les eaux évacuées directement dans le lit du cours d'eau à l'aval. Le chenal aura une largeur égale à la longueur du déversoir et une longueur bien déterminée afin d'avoir un parcours d'écoulement assez long.

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

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

IV.2.3.6 Dimensionnement de l'ouvrage de prise et de vidange

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

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

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

Le débit à dévier dans la prise pendant une certaine durée se calcule de la manière suivante [11]:

$Q = \frac{V}{T}$ $V = 10 * A * D_b$	V : Volume d'eau à prélever par jour (m ³) T : Durée de l'irrigation par jour (s) A : Surface journalièrement irriguée (ha) D_b : Dose brute (mm)
--------------------------------------	--

	10 : Facteur de conversion de mm en m ³ /ha
--	--

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

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

Où μ est le coefficient de débit et S l'aire de la conduite. Comme valeur approchée, on peut admettre que $\mu = 0,6$ pour tous les liquides, quelle que soit la forme de l'orifice [13].

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

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

❖ Ouvrage de vidange

Son rôle est de permettre une vidange totale ou partielle de la retenue en cas d'accident susceptible d'endommager gravement la digue. Il est en général combiné à l'évacuateur de crue ou l'ouvrage de prise [4]. Nous avons choisi de le combiner à l'évacuateur de crue dans notre cas.

$Q = \frac{V}{T * 24 * 3600}$ $D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * m * \sqrt{2gH}}}$	T : Temps de vidange (jours) V : Volume d'eau à évacuer (m ³) Q : Débit de vidange (m ³ /s) m : Coefficient de perte de charge H : Charge à la côte de la prise (m)
---	--

IV.2.3.7 Dimensionnement des murs bajoyers

Le dimensionnement d'un mur de soutènement et les vérifications à effectuer demandent, s'ils sont faits « au hasard », une succession de calculs longs et itératifs [10]. Afin d'arriver de la façon la plus rapide aux résultats convenables, nous avons pré-dimensionné l'ouvrage à étudier. Les vérifications de la stabilité au glissement, au renversement et au poinçonnement ont été également faites.

IV.2.4 Devis quantitatif et estimatif

IV.2.4.1 Métré de la digue et de la tranchée d'ancrage

C'est un élément important pour la détermination du coût de l'ouvrage. Le volume du remblai a été déterminé à partir des différents profils en faisant la moyenne de la surface des deux profils

et en la multipliant par la distance entre les deux.

IV.2.4.2 Métré des ouvrages

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

IV.2.4.3 Devis estimatif

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

V RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.1 Synthèse des données de base

V.1.1 Données socio – économiques

V.1.1.1 Caractéristiques de la population de Léosgotenga

Lezotenga est reconnu sous plusieurs orthographes notamment sous Léosgotenga ou Lezotenga ou encore Leszotenga. Selon le RGPH 2006, la population du village de Léosgotenga était estimée à 1 993 habitants en 2006. Le village totalisait en 2006, 292 ménages et sa population représente 6% de la population communale et 1% de la population provinciale. La population est à majorité jeune ; les moins de 15 ans représentent 49% et les moins de 65 ans 95%. En 2019, on estimait que le village comptait 2 868 habitants dont 1298 hommes et 1570 femmes.

V.1.1.2 L'agriculture

En matière de production céréalière, à l'instar des autres villages de la Commune de Gounghin, le village de Léosgotenga produit le sorgho, le mil, le maïs et le riz.

En raison du manque de ressources en eau, la production de cultures maraîchères n'est pas développée en saison sèche. La construction du barrage permettrait de booster cette activité pourvoyeuse de revenus aux ménages ruraux.

V.1.1.3 L'élevage

C'est la seconde source de revenu dans la zone du projet après l'agriculture. Les statistiques faisant état du cheptel sont présentées dans le tableau ci-dessous [14]:

Tableau VII: Effectif du cheptel en 2017 dans le village de Léosgotenga

Année	Espèces animales	Léosgotenga
2017	Asins	257
	Bovins	847
	Caprins	3 055
	Equins	3
	Ovins	1 832
	Pintades	467
	Porcins	404
	Poules	7 035

V.1.2 Données géotechniques

Les études géotechniques ont été menées en vue de définir les caractéristiques du sol de fondation dans l'axe prévu pour la digue du barrage et de caractériser les zones d'emprunt pour la mise en œuvre des différents ouvrages : digue, déversoir, ouvrages annexes. Les résultats des

essais sont présentés en annexe III.

V.1.2.1 Sol de fondation sous la digue

Dix-huit puits manuels de profondeur variables ont été exécutés suivant l'axe la digue projetée de la rive gauche à la rive droite en passant par le lit mineur (Voir Annexe III).

- Les résultats de l'analyse granulométrique montrent un sol argilo-limoneux dans le lit mineur et en rive gauche et un sol graveleux en rive droite.
- L'essai de dispersivité fait sur les matériaux du lit mineur montre que le sol est dans sa globalité non dispersif. Les valeurs de dispersivité allant 13% à 28% confirment cela parce qu'un matériau est non dispersif quand ce taux est inférieur à 30%.
- D'autre part, les limites d'Atterberg réalisés sur tous les échantillons prélevés dans l'axe de la digue montrent un sol de moyenne plasticité.
- Les essais de perméabilité ont été réalisés sur les échantillons prélevés dans le lit mineur et un peu au-delà. Les résultats montrent des perméabilités allant de 1.10^{-7} m/s à $1,6.10^{-7}$ m/s. Le sol est probablement imperméable.

V.1.2.2 Emprunts et carrières

Des zones d'emprunt ont été repérées. On y trouve de la grave latéritique, du limon argileux, du sable, des moellons.

Les coordonnées des zones d'emprunts sont les suivantes.

Tableau VIII: Coordonnées des zones d'emprunt

Matériaux	Position	Coordonnées GPS
Emprunt latéritique	A 600 m de la fin de la digue en rive droite	30P 0808651 / 1332315
Emprunt argileux 1	A 300 m en amont dans la cuvette légèrement en rive droite	30P 0809311 / 1333543
Emprunt Argileux 2	A 500 m en amont dans la cuvette légèrement en rive droite	30P 0809059 / 1333271
Sable	En abondance en aval de la digue à 2 km au Sud-Est	30P 0810339 / 1331353
Gravier quartz	Dans le village de Gandéongo Bogdin situé à 5km au Sud du barrage	30P 0809448 / 1327477
Moellons	En abondance partout sur les terres du village de Téryogdin situé à 7 km au Sud du barrage	30P 0809745 / 1325978

Les résultats des essais de dispersivité montrent une argile non dispersive. L'essai de perméabilité montre un matériau imperméable. Les résultats des essais effectués sont présentés dans le tableau ci-après :

Tableau IX: Résultats des essais sur les emprunts

Echantillon	Nature du matériau	γ_D	C_U (kPA)	Φ_U (°)	Perméabilité(m/s)
ARGILEUX 1	Limon argileux	17,4	46,3	12,4	$2,2 \cdot 10^{-8}$
ARGILEUX 2	Limon argileux	17,1	38,2	13,5	$2,9 \cdot 10^{-8}$

V.1.2.3 Matériaux pour béton et filtre

Les matériaux prélevés dans les carrières ont été soumis au laboratoire à des essais comme l'équivalent de sable et le tamisage.

Les résultats obtenus sur le sable montrent qu'on est en présence d'un sable grossier de bonne qualité pour tous travaux de bétonnage. Il rentre bien dans le fuseau de filtre et peut être utilisé comme drain. Les résultats sont en Annexe III.

V.2 Etudes hydrologiques

V.2.1 Analyse des données pluviométriques

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

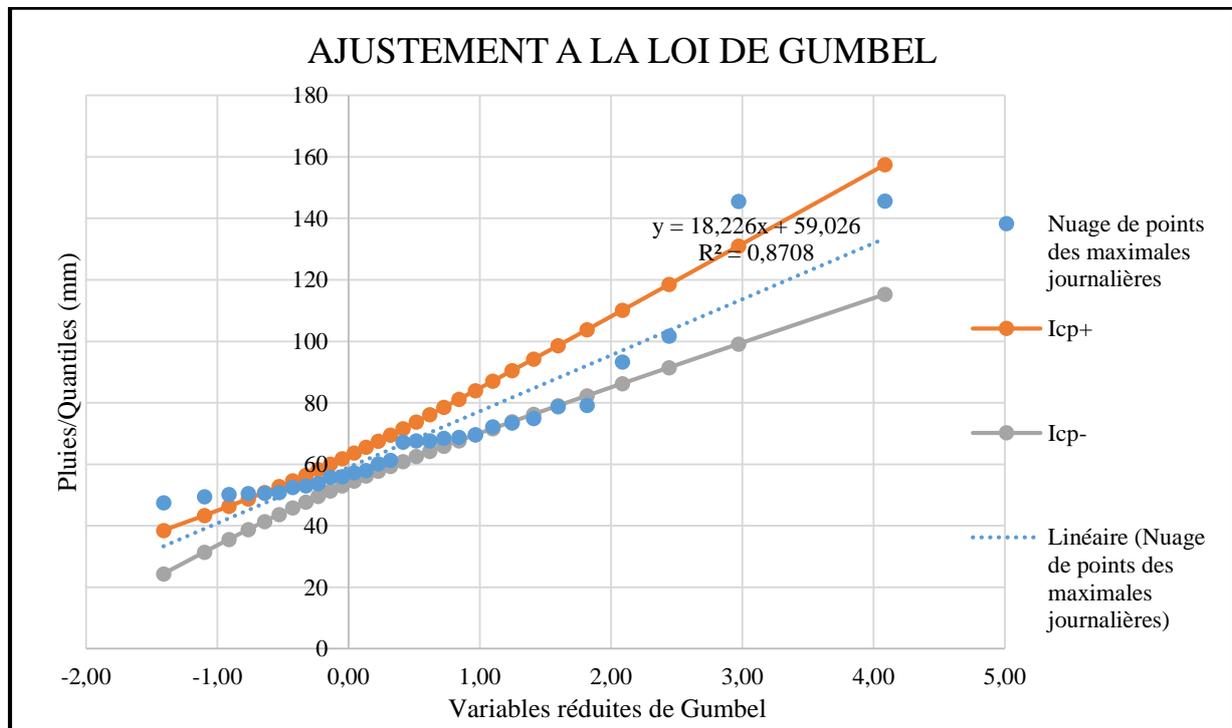


Figure 5: Ajustement à la loi de Gumbel

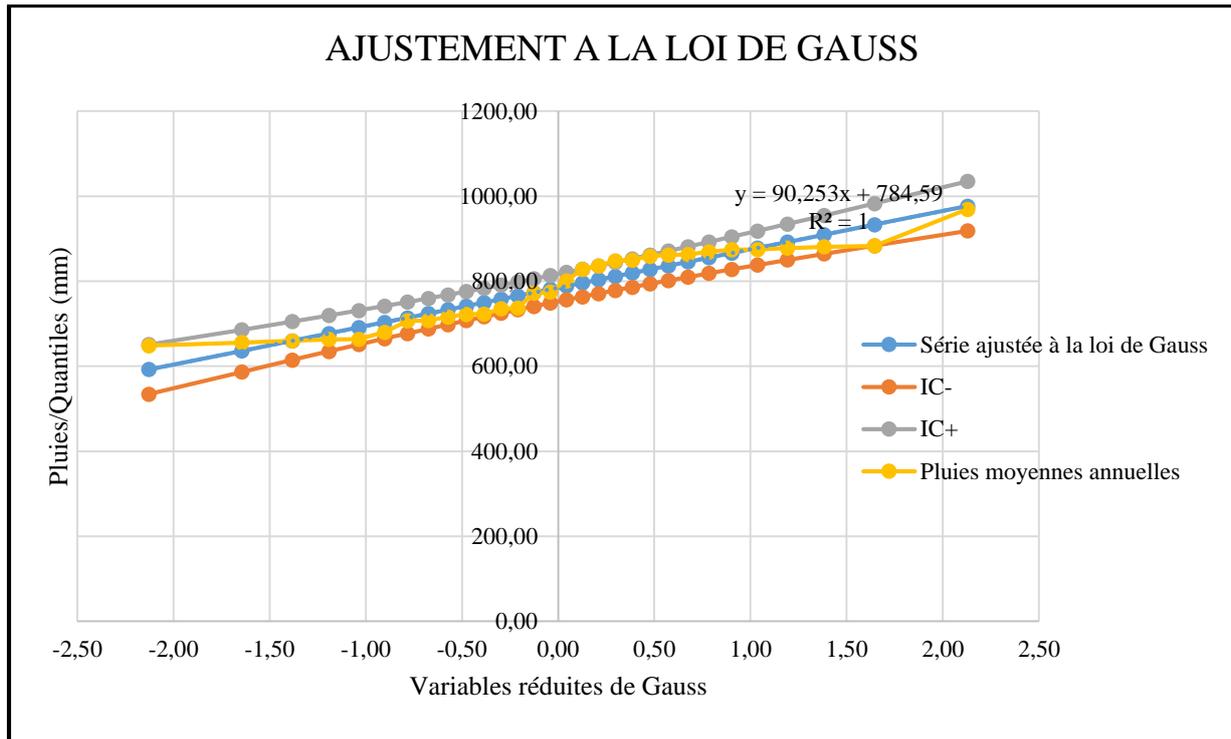


Figure 6: Ajustement à la loi de Gauss

Ainsi les quantiles annuelles et journalières sont respectivement récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau X: Quantiles annuelles

Période de retour	5	10	20	50	100
x _p humide (mm)	860,55	900,26	933,05	969,95	994,55
x _p sèche (mm)	708,63	668,93	636,14	599,24	574,63

Tableau XI: Quantiles maximales journalières

Période de retour	5	10	20	50	100
x _p humide (mm)	87,00	101,33	115,08	132,88	146,21
x _p sèche (mm)	49,26	42,42	37,40	32,30	29,19

L'analyse pluviométrique montre que la pluie moyenne annuelle est de **784,59 mm**.

V.2.2 Caractéristiques du bassin versant



Figure 7: Bassin versant du barrage de Léosgotenga

V.2.2.1 La courbe hypsométrique

Les données ayant servi à la construction de la courbe hypsométrique du bassin sont présentées en annexe IV.1.2.

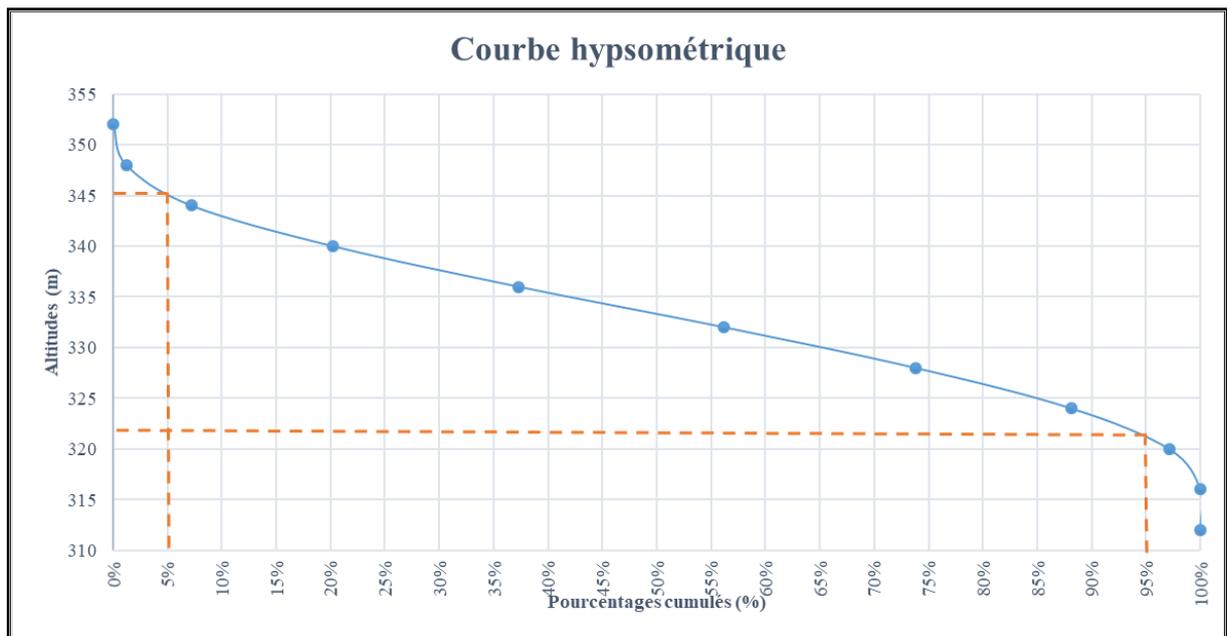


Figure 8: Courbe représentant les altitudes du bassin versant

On en déduit :

- L'altitude à 5% : $Z_{5\%} = 345$ m
- L'altitude maximale : $Z_{max} = 352$ m
- L'altitude minimale : $Z_{min} = 312$ m
- L'altitude à 95% : $Z_{95\%} = 321$ m

Cette courbe nous donne la répartition de la superficie du bassin en fonction de l'altitude. La courbe sur la **Figure 8** présente un bassin dont le relief montre une pente assez forte entre les altitudes 321 et 345 m.

V.2.2.2 Principales caractéristiques du bassin

Tableau XII: Caractéristiques du bassin versant

Désignations	Symboles	Unités	Valeurs
Superficie	S	km ²	30,89
Périmètre	P	km	32,84
Longueur rectangle équivalent	Leq	km	14,25
Largeur du rectangle équivalent	leq		2,17
Longueur du cours d'eau principal		km	3,25
Longueur totale des cours		km	112,26
Densité de drainage	Dd		3,63
Pente longitudinale		m/km	4,68
Indice de compacité de GRAVELUS	Kg		1,67
Cote du point le plus haut du bassin	H1	m	352,00
Cote du point le plus bas du bassin	H2	m	312,00
Altitude à 5%	H5%	m	345,00
Altitude à 95%	H95%	m	321,00
Indice global de pente	Ig		1,68
Pente transversale 1	IT1	m/km	6,10
Pente transversale 2	IT2	m/km	2,84
Pente transversale 3	IT3	m/km	4,56
Pente transversale 4	IT4	m/km	4,67
Pente transversale 5	IT5	m/km	3,09
Pente transversale 6	IT6		2,85
Pente transversale	IT		4,02
Différence IG/PT			0,58
Indice global de pente corrigé	Igcor		2,46
Indice global de pente retenu	Igret		3,00
Dénivelée spécifique	Ds	m	16,67
Classe du bassin en fonction de la pente longitudinale			R2
Classe d'infiltrabilité du bassin			RI

Avec une superficie d'environ 31 km², le bassin versant du barrage de Léosgotenga est classé parmi les petits bassins. La pente longitudinale quant à elle étant de 4,68 m/km (<5m/km) range le bassin dans la classe R2(pente faible) selon la classification de l'ORSTOM. L'indice de compacité de Gravelus est de 1,67, supérieur à 1, ce qui donne un bassin allongé. L'indice globale corrigé étant de 2,46 m/km qui n'est pas compris entre 3 et 7, nous avons décidé de retenir une valeur de 3 m/km dans la suite.

V.2.3 Crue de projet

V.2.3.1 La crue décennale

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

Tableau XIII: Synthèse des résultats du calcul de la crue décennale

Désignations	Symbole	Unité	Valeur
Coefficient d'abattement	A	-	0,81
Coefficient de ruissellement	Kr10		19,43
Temps de base	T _b	minutes	1433
Temps de montée	T _m	minutes	473
Coefficient de pointe	α	-	2,6
Coefficient de majoration		-	1,03
Crue décennale par la méthode ORSTOM	Q ₁₀	m ³ /s	15,48
Crue décennale par la méthode CIEH			22,70

V.2.3.2 La crue centennale

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

Crue décennale retenue	m³	22,70
Coefficient majorateur		3,28
Crue centennale	m³	74,41

Nous avons retenu comme valeur de crue décennale, la valeur obtenue par la méthode CIEH qui est la plus grande pour se mettre en sécurité. L'évolution de cette crue se présente dans le temps comme sur l'hydrogramme de crue ci-après :

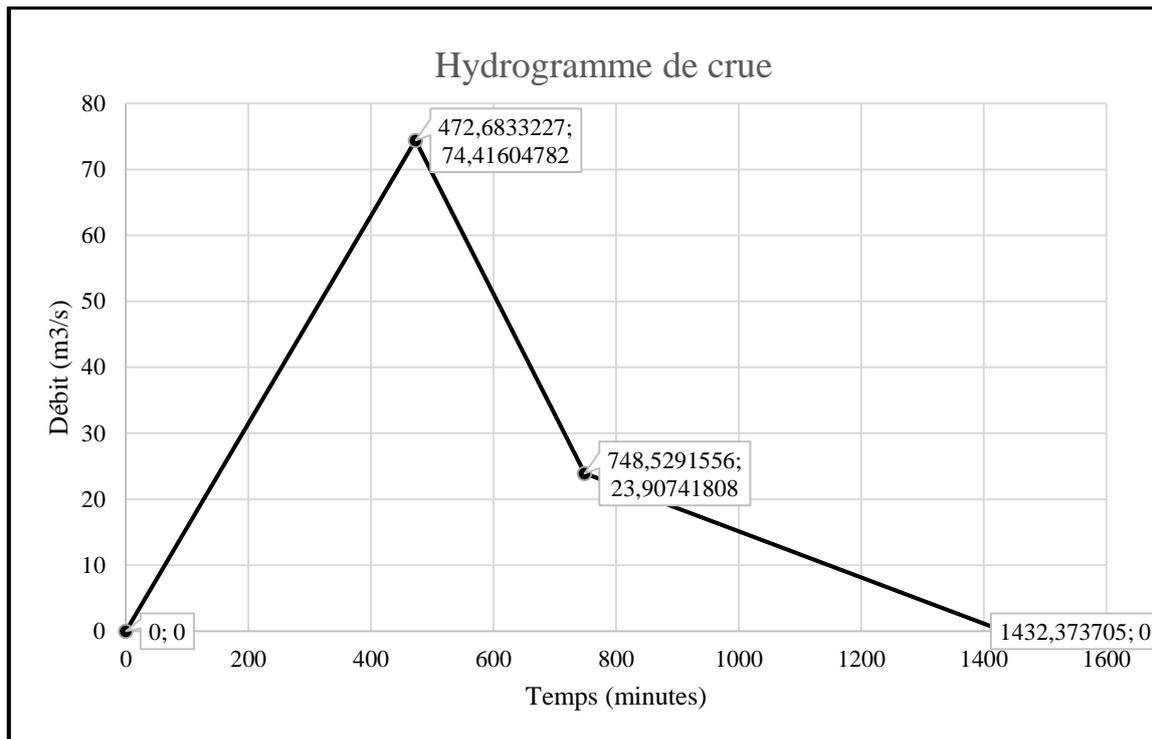


Figure 9: Hydrogramme de crue

V.2.4 Etude des apports

❖ Méthode du déficit d'écoulement

	Année Moyenne	Année quinquennale	Année décennale
Coefficients d'écoulement	16%	11,5%	8%
Apports (m ³)	3 986 560	2 520 428	1 699 434

❖ Méthode de Dubreuil Vuillaume

	Année Moyenne	Année quinquennale	Année décennale
Coefficients d'écoulement	18%	12%	8%
Apports (m ³)	4 271 726	2 700 718	1 820 997

On remarque que les résultats des deux méthodes sont assez proches et que même en année décennale sèche, les apports suffiraient pour le remplissage de la cuvette.

Tous les détails concernant la partie hydrologique sont en Annexe IV.

V.3 Etude de la cuvette

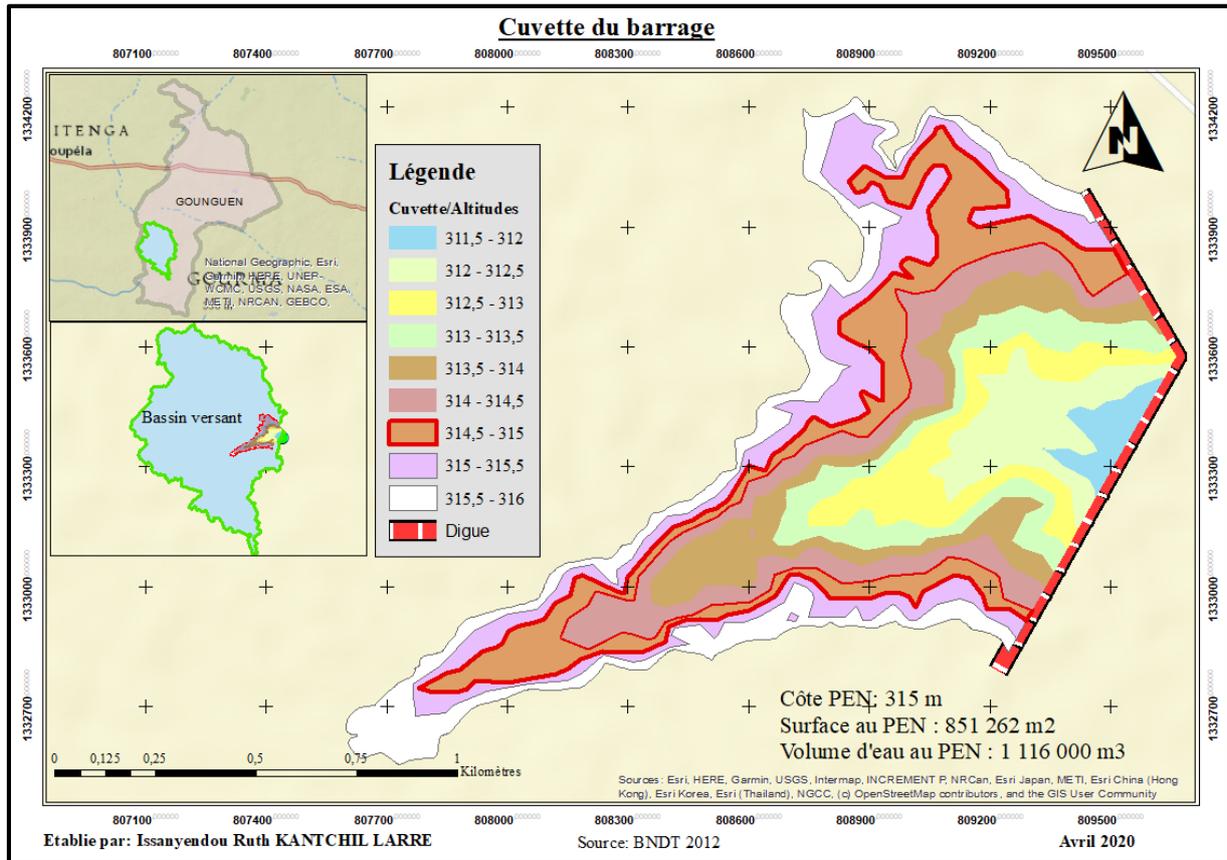


Figure 10: Plan de la cuvette

V.3.1 Courbe Hauteur/Volume – Hauteur/Surface

Après l'implantation de l'axe de la digue, le tracé des courbes « hauteur – volume » et « hauteur-surface » a été obtenu en estimant les surfaces moyennes entre les plans définis par des pas de hauteur 0,50 m. cf. **Annexe IV.2.2.1.**

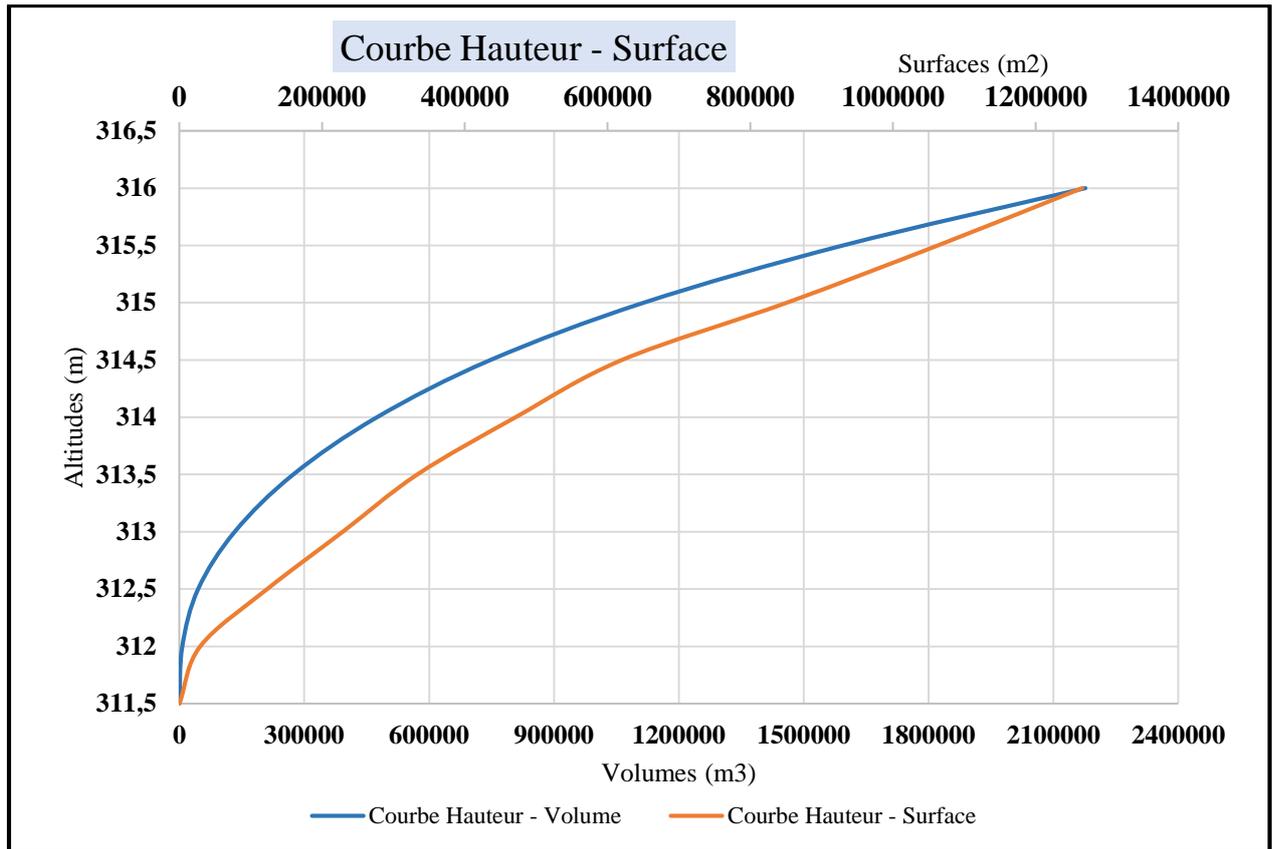


Figure 11: Courbe Hauteur - Surface et Hauteur-Surface de la cuvette

La courbe hauteur – volume nous donne la capacité de stockage de la cuvette du barrage en fonction de l'altitude. La **Figure 11** nous présente une cuvette dont le volume mobilisé peut atteindre 2 176 542 de m³ pour une hauteur de retenue d'environ 5 m. Cependant, la hauteur de la retenue sera évaluée en fonction des apports et des besoins.

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

V.3.2 Evaluation des dépôts solides

Plusieurs formules comme décrit dans les méthodes utilisées ont permis d'évaluer ces dépôts. Le tableau suivant donne les résultats trouvés avec les différentes méthodes de calcul.

Tableau XIV: Résultats de l'évaluation des dépôts solides

Formules	Paramètres	Unités	Valeurs
Formule de Gottschalk	Dégradation spécifique	m ³ /km ² /an	184,50
	Volume de dépôt par an	m ³ /an	5 699
Formule CIEH	Dégradation spécifique	m ³ /km ² /an	184,35
	Volume de dépôt par an	m ³ /an	5 694

Formules	Paramètres	Unités	Valeurs
Formule KARAMBIRI	Paramètre anthropique		0,4
	Paramètre morphologique		0,7
	Dégradation spécifique	m ³ /km ² /an	142,14
	Volume de dépôt par an	m ³ /an	4 390

Dans la suite, nous choisirons l'estimation obtenue par la formule de KARAMBIRI. Ce choix s'explique par le fait que cette méthode intègre non seulement des paramètres réels morphologiques (relief) et anthropiques (activités humaines) qui peuvent influencer un bassin mais aussi du fait que cette formule a été implémentée au Burkina. Les détails concernant ces paramètres sont en **Annexe V.1.2**. En plus, c'est une formule qui se rapproche au mieux de la réalité (qui ne surestime pas les dépôts solides) [13]. En effet selon les bassins à partir desquels la formule a été implémentée, les valeurs des dépôts solides mesurées se rapprochent des valeurs calculées. Les dépôts solides à l'horizon du projet¹(30 ans) sont donc estimés à **134 649 m³** qui correspondent à une hauteur de **1,5 m** dans la cuvette.

V.3.3 Evaluation des pertes et des besoins

V.3.3.1 Les pertes

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

Tableau XV: Valeurs de l'infiltration mensuelle et des évaporations mensuelles sur le retenue

Mois	Janv	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct.	Nov.	Déc.
Infiltration (mm)	62	56	62	60	62	60	62	62	60	62	60	62
Evaporation retenue (mm)	144,39	139,80	145,26	156,43	153,82	137,79	128,47	119,66	130,08	136,97	134,71	141,99

Ainsi, l'infiltration totale dans une année serait de 730 mm et l'évaporation totale de 1 670 mm.

V.3.3.2 Les besoins

Selon les hypothèses présentées dans IV.2.2.2, l'estimation des besoins humains selon le nombre d'habitants à l'horizon du projet est de **17 475 m³ d'eau par an**. L'évaluation des besoins pastoraux s'élèvent à **48 535 m³**. D'autre part, les besoins agricoles s'élèvent à 100 461

¹ On suppose qu'à partir de 30 ans les matériaux utilisés pour la construction commencent à se dégrader et il faut donc penser à une réhabilitation.

m³ en la saison sèche.

Tableau XVI: Besoins en eau en période sèche

Besoins	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril
Humains	1 436	1 484	1 844	1 340	1484	1 436
Agricoles	-	13 558	21 398	23 105	24 854	19 496
Pastoraux	3 989	4 122	4 122	3 723	4 122	3 929
Totaux (m³)	5 425	19 194	27 364	28 258	30 460	24 861

V.3.4 Bilan global et simulation de la retenue

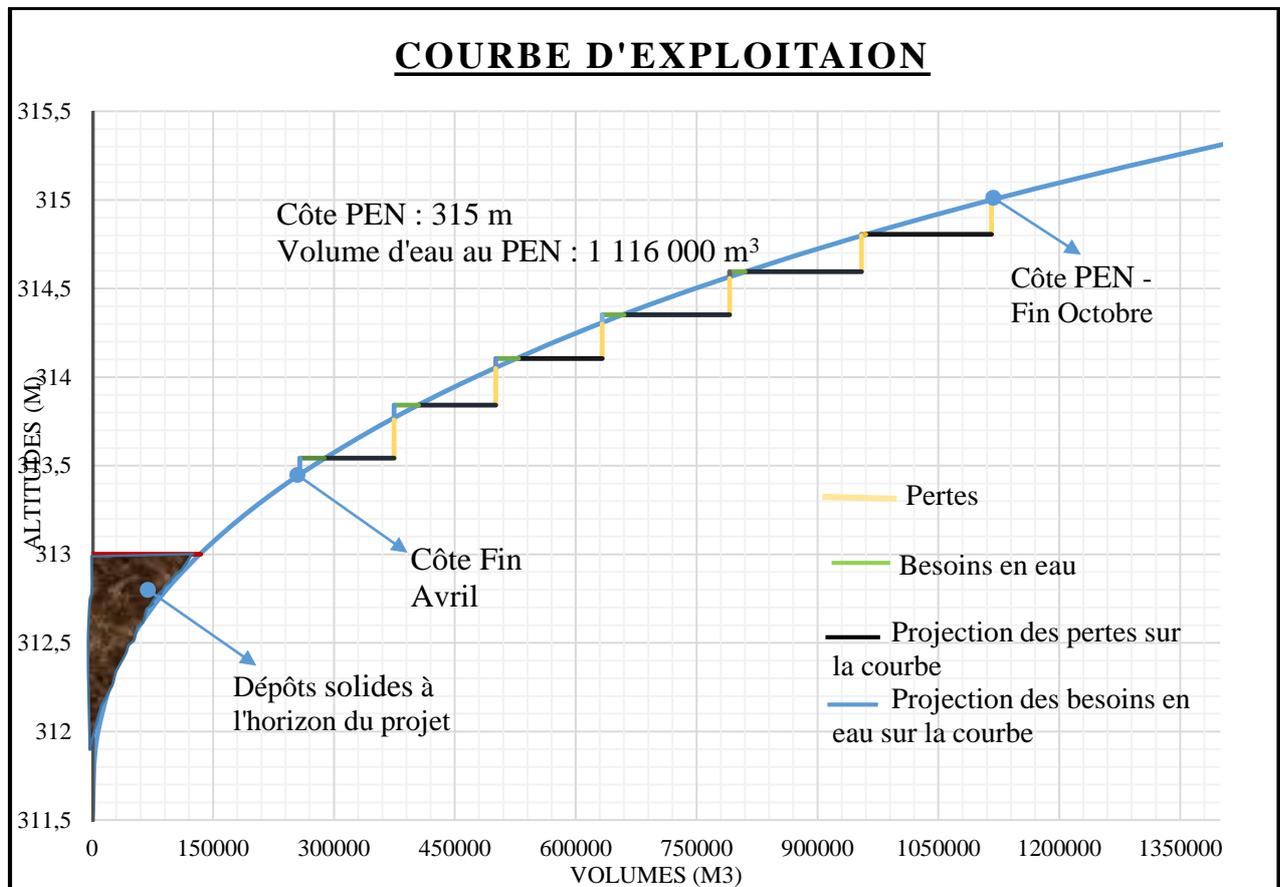


Figure 12: Simulation de la retenue en fonction des pertes et besoins:

Cette simulation a permis non seulement de caler la cote du déversoir mais également déterminer la surface qui peut être irriguée. Ainsi, il est possible d'irriguer une surface de **9 ha** en saison sèche pour le maraichage et en saison pluvieuse pour la riziculture.

A l'issue de cette simulation entre fin octobre et fin avril, nous remarquons qu'en fin avril le niveau de la retenue est à **313,45 m**. Nous avons également remarqué que la cote d'eau diminue très rapidement malgré le volume de la retenue en fonction des différentes pertes et ce parce que la courbe hauteur – surface nous montrent que la cuvette n'est pas encaissée.

V.4 Conception et dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes

V.4.1 La digue

On note la présence de matériaux argileux de bonne qualité suite à la prospection géotechnique. Ces éléments nous permettent de réaliser une digue homogène en terre compactée à fort pourcentage d'argile. La disponibilité de matériaux facilitera l'exécution et permettra de réaliser des économies sur le projet. De plus, les études géotechniques ont montré que les matériaux d'emprunt sont argileux et non dispersifs ce qui offrira également une bonne qualité à la digue.

V.4.1.1 Identification de l'axe de la digue

Le premier axe identifié du futur barrage, est l'axe de la route (Gounghin -Léosgotenga). Cet axe pouvait être intéressant du point de vue capacité de la cuvette mais nécessite un déplacement d'une partie du village. De plus la courbe des Plus Hautes Eaux (PHE) était susceptible de se trouver au voisinage des côtes 316 ou 317, touchant également une bonne partie du village notamment un cimetière et la tombe royale.

Un second axe est proposé, l'axe 2 qui permet d'épargner le village, la route et les tombes. Cet axe est donc retenu parce qu'il offre une meilleure capacité de cuvette et limite également les dommages. Les vues des axes et les calculs préliminaires sont présentés en annexe VI.

V.4.1.2 Dimensionnement de la digue

Tableau XVII: Les dimensions de la digue et de ses éléments constitutifs

Désignations	Unités	Valeurs
Côte de la crête du déversoir	m	315
Côte de la crête de la digue	m	316,8
Talus amont – aval		1/2,5 - 1/2
Largeur de la base de la digue	m	28
Hauteur de la digue	m	5,3
Largeur en crête de la digue	m	4
Longueur de la digue	km	1,30
Epaisseur du filtre	cm	20
Longueur du filtre	m	10
Débit de fuite	m ³ /s	1,23.10 ⁻⁸
Débit de fuite annuel	m ³ /an	0,49
Pente de talus de la tranchée d'ancrage		1/3
Profondeur de la tranchée		Variable

Désignations	Unités	Valeurs
Largeur de la tranchée d’ancrage		3,5 m (largeur des engins de compactage)

V.4.1.3 Protection des talus et de la crête

❖ Protection du talus amont

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

Afin d’ancrer le pied du perré dans le terrain naturel d’une part et de prendre en charge d’autre part les poussées engendrées par le poids propre des pierres qui le constituent, le pied du parement amont sera muni d’une butée d’une section rectangulaire de **profondeur environ 0,60 m**.

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

❖ Protection du talus aval

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

❖ Protection de la crête

La crête de la digue sera protégée par **une couche de graveleux de 0,20 m** d’épaisseur qui sera fortement compactée. La crête en réalité sera réalisée avec **un léger dévers de 2% vers l’amont** afin de permettre l’écoulement des eaux de pluie dans cette direction.

V.4.1.4 Stabilité des talus de la digue

Les résultats obtenus par la méthode de Bishop sont les suivantes :

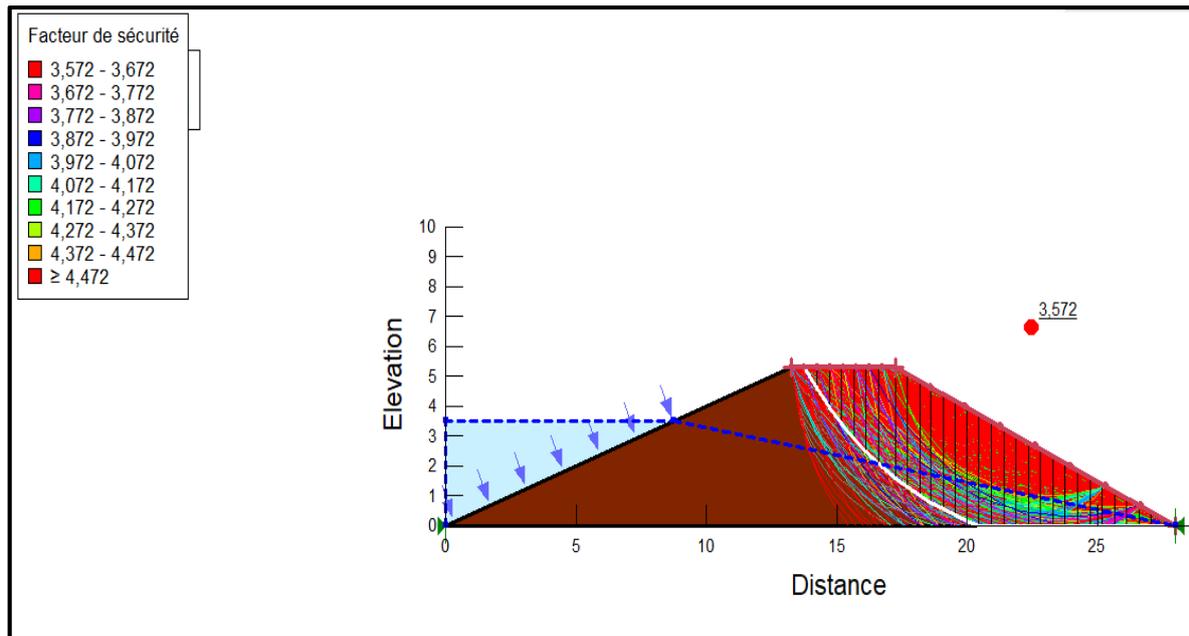


Figure 13: Modélisation de l'étude de la stabilité

Comme indiqué sur la **Figure 13** le coefficient de glissement pour le cercle le plus critique (cercle blanc) est égal à 3,572 et donc supérieur à 1,2. Le talus aval est donc stable vis-à-vis du glissement lorsque la retenue est pleine.

V.4.1.5 Tranchée d'ancrage

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

- La profondeur d'encrage sera de 4 m maximum dans le lit mineur
- En dehors du lit mineur, la profondeur de la tranchée va varier de 0,5 à 4 m.

V.4.1.6 Mur de crête et mur parapet

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

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

V.4.2 Le déversoir et les ouvrages annexes

V.4.2.1 Le déversoir

❖ Caractéristiques du déversoir

Il s'agira d'un déversoir constitué d'un voile vertical en béton armé de 3,5 m de hauteur au-dessus de la fondation, soutenu à l'aval par des contreforts tous les 4,68 m. Des joints de dilatation sont disposés tous les 11 m (soit trois contreforts par plot). Ce type de déversoir

permet d'utiliser une quantité bien moindre de ciment et de granulats. Compte tenu des caractéristiques du sol de fondation, des parafoilles sont prévus.

Tableau XVIII: Caractéristiques du déversoir

Type de déversoir	Déversoir-voile-contrefort	Facilité de mise en œuvre et économie de matériaux constitutifs de béton.
Position du déversoir	Centrale	Afin de restituer facilement l'eau dans le lit du cours d'eau.
Hauteur de la retenue	3,5 m	Hauteur calée en fonction du volume d'eau recherché et des différents besoins
Lame d'eau déversant	0,8 m	Déversoir en béton ; $0,7 \text{ m} < h_{\text{max}} < 1 \text{ m}$ (Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique, Page 91)
Longueur du seuil déversant	55 m	Longueur obtenue avec la crue de projet après laminage.
Largeur en crête du déversoir (largeur du voile)	0,6 m	
Epaisseur des contreforts	0.55 m	
Base du déversoir	6,5 m	Cette largeur constitue également une place pour le bassin de dissipation.
Profondeur des parafoilles	2,5 m	Cette profondeur est déterminée par la formule de LANE.
Largeur des parafoilles	0,3 m	

❖ Stabilité du déversoir

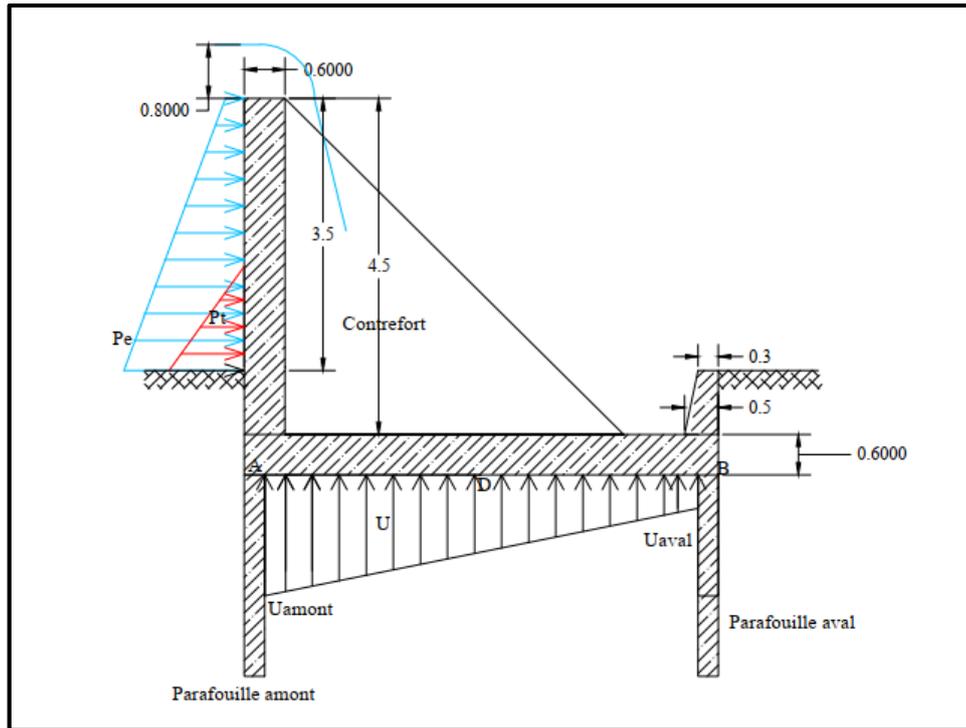


Figure 14: Illustration des forces agissant sur le déversoir

En donnant ces dimensions au déversoir, l'étude de la stabilité a donné les résultats présentés dans le **Tableau XIX**.

Tableau XIX: Synthèse de l'étude de stabilité du déversoir

Désignations	Unités	Valeurs
Stabilité au renversement		
Moments renversants	kN.m/ml	301,4
Moments stabilisants	kN.m/ml	488,39
Coefficient de sécurité au renversement		1,62 > 1,5
Stabilité au glissement		
Résultante des forces horizontales	kN/ml	103,8
Résultante des forces verticales	kN/ml	102,24
Coefficient de sécurité au glissement		1,87 > 1,2
Stabilité à la non fissuration		
Excentricité	m	0,85
$B_2/6$	m	1,08
$-1,08 \text{ m} < 0,85 \text{ m} < 1,08 \text{ m}$		
Stabilité au poinçonnement		
Contrainte admissible du sol	kPa	451
Contrainte maximale imposée au sol	kPa	28
$28 \text{ kPa} < 451 \text{ kPa}$		

Les détails de calcul sont joints en Annexe VII.1.2.

Du **Tableau XIX**, toutes les stabilités sont vérifiées à partir de cette géométrie attribuée au déversoir d'où nous concluons la stabilité de cet ouvrage.

❖ Calcul béton – armé du voile

Les différentes sections d'acier et les différents choix sont résumés dans les tableaux ci-après :

i. Le voile

Tableau XX: Choix des armatures pour le voile

Bandes			Section d'acier (cm ²)	Choix des aciers
Première bande	Armatures principale	En travée	11,21	4 HA 20 = 12,57 cm ²
		Sur appuis	19,93	6 HA 16 + 6 HA 14 = 21,30 cm ²
	Armatures de répartition		6,52	6 HA 12 = 6,79 cm ²
Deuxième bande	Armatures principale	En travée	11,21	4 HA 20 = 12,57 cm ²
		Sur appuis	19,93	6 HA 16 + 6 HA 14 = 21,30 cm ²
	Armatures de répartition		6,52	6 HA 12 = 6,79 cm ²
Troisième bande	Armatures principale	En travée	7,82	4 HA 16 = 8,04 cm ²
		Sur appuis	13,91	4 HA 20 + 4 HA 8 = 14,58 cm ²
	Armatures de répartition		6,52	6 HA 12 = 6,79 cm ²
Quatrième bande	Armatures principale	En travée	6,52	4 HA 16 = 8,04 cm ²
		Sur appuis	9,53	4 HA 16 + 6 HA 8 = 9,53 cm ²
	Armatures de répartition		6,52	6 HA 12 = 6,79 cm ²

ii. Les contreforts

Tableau XXI: Choix des armatures pour les contreforts

Eléments		Section d'acier calculée	Choix des armatures
Contrefort en travée	Armatures principales	56 cm ²	18 HA 20 = 56,52 cm ²
	Armatures transversales		Cadres Φ 8 , espacés de 25 cm
Contrefort de rive	Armatures principales	28 cm ²	9 HA 20 = 28,26 cm ²
	Armatures transversales		Cadres Φ 8 , espacés de 25 cm
Aciers de peau		30 cm ²	10 HA 20

iii. Le radier

Tableau XXII: Choix des armatures pour le radier

Eléments	Section d'aciers calculée	Choix des aciers
Aciers principaux	12,81 cm ²	9 HA 14 = 13,85 cm ²
Aciers de répartition	6,52 cm ²	6 HA 12 = 6,79 cm ²

Les détails des calculs sont joints en Annexe VII.1.3.

V.4.2.2 Le bassin de dissipation

Tableau XXIII: Caractéristiques du bassin de dissipation

Hauteur du déversoir	m	3,5
Enfoncement du bassin	m	1
Débit de crue spécifique	m ³ /s/ml	1,05
Vitesse d'écoulement	m/s	10
Tirant d'eau avant ressaut	m	0,15
Nombre de Froude		9,87
Bassin retenu		Bassin de type 2
Longueur du bassin	m	4
Tirant d'eau aval minimum	m	1,41
Hauteur du seuil terminal	m	0,2
Hauteur des bloc chicane	m	0,25
Distance entre blocs chicane	m	0,2
Distance entre limites et blocs chicane	m	0,1
Distance entre blocs de chute	m	0,15
Distance entre limites et blocs de chute	m	0,08

Le bassin retenu est un bassin de type 2 car le nombre de Froude est supérieur à 4,5 et la vitesse inférieure à 15 m/s. Le détail des calculs est joint en Annexe VII.1.4.

V.4.2.3 Le chenal d'évacuation

La pente du terrain naturel dans cette zone est de l'ordre de **0,75%**. Il s'agit d'une pente érosive (pente > 0,2%) qui entrainera un affouillement du bassin de dissipation par érosion de l'aval vers l'amont si elle est maintenue. Afin d'éviter ce phénomène, nous adopterons une pente maximale de **0,2%**. Ainsi le lit mineur aval sera reprofilé. Le chenal aura une largeur de **55 m**. Le chenal sera réalisé en déblai dans le lit mineur et protégé par des enrochements sur une longueur de 10 m. La crue de projet est évacuée avec une hauteur d'eau de **0,50 m** et avec **une revanche de 0,7m**. Nous adoptons ainsi une profondeur de 1,5 m pour le chenal.

(Voir note de calculs en Annexe VII.1.5)

V.4.2.4 L'ouvrage de prise et de vidange

Le débit d'équipement du périmètre à irriguer est estimé à **3,19 l/s/ha**. D'autre part, le temps de vidange est fixé à 62 jours. Ces deux hypothèses donnent un diamètre de **250 mm**. Nous retenons ainsi une conduite DN 250 en fonte

L'ouvrage de prise qui servira pour l'irrigation future des terres situées en aval est prévu en rive droite. L'entrée de prise sera à la côte **313,2 m** soit **1,8 m** de charge d'eau au-dessus de la prise en début de campagne susceptible de varier. La vidange sera dans ce cas partielle.

L'ouvrage comprendra :

- La conduite de longueur traversant tout le corps de la digue et noyée dans du béton armé dosé à 350 kg/m³.
- Deux écrans d'étanchéité anti-renards placés de part et d'autre de la tranchée pour limiter les infiltrations ;
- Un bac amont en béton armé protégé par une grille métallique pour la prise d'eau
- Un bac aval servant de bassin de réception et de tranquillisation équipé d'un robinet vanne de diamètre 250 mm .
- Une crépine.

V.4.2.5 Les murs bajoyers

Ils sont placés de part de d'autres du déversoir et sont assimilables à des murs de soutènement.

Tableau XXIV: Caractéristiques du mur bajoyer

Hauteur maximale du bajoyer	m	6,9
Epaisseur du mur à la base du bajoyer	m	0,6
Epaisseur crête de bajoyer	m	0,3
Epaisseur de la semelle	m	0,6
Largeur de la semelle	m	3,5
Longueur du talon	m	1
Longueur du patin	m	1,9
Hauteur du mur bajoyer au-dessus de la semelle	m	6,3

❖ Stabilité géotechnique

Tableau XXV: Synthèse la stabilité du mur bajoyer

Désignations	Unités	Valeurs
Stabilité au renversement		
Coefficient de sécurité au renversement		2,45 > 1,5
Stabilité au glissement		
Coefficient de sécurité au glissement		1,8 > 1,2

Désignations	Unités	Valeurs
Stabilité du sol de fondation		
Excentricité	m	0,45
$e = 0,45 \text{ m} < b_2/4 = 0,87 \text{ m}$		
Stabilité d'ensemble		
$Q_{\text{ref}} = 141,84 \text{ kPa} < q_{\text{adm}} = 254,30 \text{ kPa}$		

Ce tableau résumant l'étude de la stabilité des murs bajoyers montre que cette stabilité générale est bien vérifiée. La table des armatures du mur bajoyer est présentée en annexe (Confer détails de calcul en annexe VII.1.7).

V.5 ETUDE FINANCIERE

Tableau XXVI: Pourcentages représentant le prix des ouvrages

N°	Désignations	Montant	Ratio (%)
0	Installation générale de chantier	20 000 000 FCFA	3%
I	Tranchée d'ancrage et fondations	132 289 500 FCFA	19%
II	Digue	384 879 700 FCFA	54%
III	Déversoir	103 275 558 FCFA	15%
IV	Bassin de dissipation	738 738 FCFA	0,10%
V	Chenal d'évacuation	8 497 500 FCFA	1%
VI	Mur bajoyer	40 803 963 FCFA	6%
VII	Ouvrage de prise et de vidange	16 603 640 FCFA	2%
VIII	Dispositif d'auscultation du barrage	125 000 CFA	0,02%
Total hors taxe		707 213 200 CFA	
Total TTC		834 511 574 CFA	

Le coût estimatif pour la construction du barrage s'élève à **huit cent onze millions cinq cent onze mille cinq cent soixante-quatorze (811 511 574) Francs CFA**. La digue et l'évacuateur de crue représentent respectivement 54% et 15% du coût global de l'ouvrage. La gestion des impacts liés au projet se fera à travers le PGES dont le coût des mesures s'élève à **dix-neuf millions trois cent quarante-cinq milles (19 345 000) francs CFA**. Ainsi, le montant global du projet de construction du barrage de Léosgotenga s'élève à **huit cent cinquante-trois millions huit cent cinquante-six mille cinq cent soixante-quatorze (853 856 574) Francs CFA** (détails en ANNEXE 12).

V.6 NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

V.6.1 Justification et cadre de législation

En effet, les milieux naturels dans lesquels on projette d'implanter le barrage sont dans un équilibre plus ou moins stable qu'il convient de perturber le moins possible ou de restaurer après les travaux [13]. D'autre part, l'article 3 du décret n°1187 du 22 Juillet 2005 règlementant les études d'impact sur l'environnement énumère les projets devant faire l'objet d'une étude d'impact sur l'environnement et les projets de constructions de barrages en font partie.

La NIES est une procédure allégée de l'étude d'impact sur l'environnement qui est une évaluation des incidences directes ou indirectes d'un projet sur l'équilibre écologique, la qualité et le cadre de vie des populations vivant dans la zone d'implantation du projet et dans les zones adjacentes.

Dans ce document, nous nous sommes limités à l'analyse de l'état initial du site du nouveau barrage, l'identification des impacts potentiels et la proposition d'un plan de gestion environnemental et social des impacts.

V.6.2 La zone d'influence du projet

Sur le plan des ressources naturelles, il est considéré une zone d'influence directe établie sur un rayon de 200 m autour du barrage et du périmètre irrigué. Sur le plan économique, en tenant compte des impacts positifs qu'engendra le projet dans le milieu récepteur, la zone d'influence s'étend aux limites des villages directement concernés. Il s'agit notamment des villages tels que Sankouissi, Pilorghin, Donsin, Zaka, Ouedogo-Bokin, etc.

V.6.3 Identification des impacts pendant la phase de construction et d'exploitation

Tableau XXVII: Identification des impacts pendant la période des travaux et d'exploitation

Composantes affectées	Sources d'impact	Description des impacts
PHASE DE CONSTRUCTION		
Eaux de surface	Travaux de terrassement et de construction	Baisse de la qualité des eaux due à la pollution par les déchets solides Réduction de la disponibilité des sources d'eau Impact peu important, négatif et temporaire
Végétation	Déboisement	Diminution des touffes de végétation sur les sites d'approvisionnement en agrégat, des zones d'emprunt et l'emprise de l'ouvrage. Impact négatif, permanent et local

Environnement atmosphérique	Engins	Emission des gaz de moteurs sous forme de fumée et de poussière Impact négatif, mineur, local et temporaire
Sol	Terrassement et déplacement des engins	Remaniement du sol Pollution du sol par les huiles déversées Impact négatif et permanent
Emploi	Activités de construction	Mobilisation des bénéficiaires du projet constituant ainsi la main d'œuvre ; emploi de la grande partie des jeunes Impact positif et temporaire
Santé	Travaux de construction	Brassage entre populations et risque de transmission de maladies Risque mineur, négatif et temporaire
Activités socio-économique		Augmentation des chiffres d'affaire des commerçants due à la présence des travailleurs
PHASE D'EXPLOITATION		
Eaux souterraines	Digue du barrage	Infiltration des eaux de ruissellement stockées et alimentation de la nappe phréatique. Risque de contamination de la nappe par les produits agricoles
Eaux de surface	Digue du barrage	Augmentation de la disponibilité des eaux souterraines créant des conditions favorables aux activités agricoles Impact positif
Végétation	Eaux de surface	Accroissement en fréquence spécifique d'espèces créant ainsi un micro climat Impact positif et permanent
Santé	Eaux de surface	Développement des maladies hydrique comme le paludisme Impact négatif, permanent
Milieu humain		Organisation des exploitants en groupements et associations en vue des formations pour relever le niveau de maîtrise des techniques agricoles Contribution du projet à la limitation des déplacements

		des jeunes vers d'autres horizons Développement des activités agricoles et pastorales Impact positif, permanent
--	--	--

V.6.4 Plan de gestion environnemental et social

Le plan de gestion environnemental et social un instrument qui décrit les mesures d'atténuation, de bonification, de suivi et de renforcement des capacités institutionnelles afin de prévenir, minimiser, atténuer ou compenser les impacts environnementaux et sociaux négatifs, et de bonifier les impacts positifs. Il est présenté en Annexe I

VI CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Comme cité dans les objectifs spécifiques de cette étude, il a été question d'identifier l'axe potentiel pour la réalisation d'un barrage d'au moins un million de mètres cubes. A l'issue de cette étude technique, nous retenons que le barrage de Léosgotenga, qui sera un nouveau barrage, va mobiliser environ 1 116 000 de m³ d'eau. Un périmètre agricole de 9 ha sera ainsi desservi à l'aval. Ce barrage va offrir donc aux populations de cette localité une source d'eau qui devrait rendre plus faciles les activités agricoles et pastorales actuelles et en susciter de nouvelles, ce qui entre dans le cadre global de la lutte pour la sécurité alimentaire et l'amélioration des conditions de vie des populations en milieu rural. L'étude technique a également permis de proposer une digue en argile compacté qui sera réalisée avec les matériaux des emprunts. Nous considérons que les propositions techniques qui émanent de cette étude, donnent le meilleur optimum pour la réalisation de ce barrage non seulement d'un point de vue technique mais aussi en terme de coût. Il y aura évidemment des répercussions sur le milieu humain et biophysique, un plan de gestion environnemental et social a donc été soumis en vue d'assurer une meilleure insertion du projet dans l'environnement qui va le recevoir.

Il ne s'agit certes pas d'une étude comparative mais le type de déversoir proposé montre clairement que le déversoir coûte bien moins cher. Nous recommandons à cet effet qu'une étude comparative soit faite entre ce type de déversoir et tant d'autres.

En vue d'assurer la longévité de ce barrage, il appartiendra aux bénéficiaires de s'impliquer dans sa gestion. Les parties prenantes pourraient élaborer un schéma d'organisation pour le suivi, le contrôle et l'entretien de l'ouvrage afin d'assurer sa pérennité.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] «Monographie de la commune de Gounghin,» 2009.
- [2] F. CEMAGREF/ENGREF, Crues et apports; Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche,54, 1998.
- [3] H.Moussa, Etude d'une série statistique, 2007.
- [4] P. e. L. J.M GRESILLON, Note sur le dimensionnement des évacuateurs de crues en Afrique de l'Ouest sahélienne ou tropicale, 1977.
- [5] J.M.Durand, Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique, 1996.
- [6] M. LO, Cours de barrage 1, 2018.
- [7] B. R. Organisation Mondiale de la Santé, «Fiche technique, Eau, Hygiène et Assainissement,» 2013.
- [8] CIEH, Petits barrages en terre, Bilans et analyses critiques.
- [9] J. M. Durand, Techniques de petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale, 1998.
- [10] CIEH, Bulletin de liaison, Choix et conception des petits barrages au Burkina Faso, 1988.
- [11] J. PERCHAT, Béton armé: Règles BAEL-Ouvrages particuliers, 1998.
- [12] B. Bassirou, Irrigation gravitaire ou de surface, Décembre 2016.
- [13] L. Armando, Hydraulique générale, 1991.
- [14] S. SART, «Rapport d'études socio-économiques,» 2019.
- [15] H. KARAMBIRI, Etude de l'envasement des barrages au Burkina: Etude de cas, 1998.
- [16] B. L., Introduction à la préparation des termes de référence d'une étude d'impact sur l'environnement, EIER, 1992.
- [17] S. Grenoble, «Étude systématique de déversoirs en béton et de digues déversantes revêtues d'un,» 1962.
- [18] H. TONIER, Tome 1: Conception et calcul des structures de bâtiment.

ANNEXES

I	Annexe 1 : Plan de Gestion Environnemental et Social.....	64
	I.1.1 Mesures de bonification	64
	I.1.2 Mesures d’atténuation des impacts environnementaux et sociaux négatifs	65
	I.1.3 Budget du PGES.....	69
II	Annexe 2 : Données météorologiques.....	71
III	Annexe 3 : Données géotechniques	76
IV	Annexe 4 : Etudes hydrologiques.....	80
	IV.1.1 Synthèse de l’analyse fréquentielle des pluies	80
	IV.1.2 Caractéristiques du bassin versant.....	83
	IV.1.3 Détermination de la crue décennale par la méthode ORSTOM.....	87
	IV.1.4 Détermination de la crue décennale par la méthode CIEH	88
	IV.1.5 Détermination de la crue centennale par la méthode GRADEX.....	89
	IV.1.6 Les apports	89
V	Annexe 5 : Etude de la cuvette.....	93
	V.1.1 Courbe Hauteur-Volume	93
	V.1.2 Dépôts solides	93
	V.1.3 Besoins pastoraux.....	94
	V.1.4 Besoins agricoles.....	95
VI	Annexe 6 : Etude de la digue.....	97
VII	Annexe 7 : Le déversoir et les ouvrages annexes.....	101
	VII.1.1 Laminage de la crue du projet	101
	VII.1.2 Stabilité du déversoir	102
	VII.1.3 Calcul béton armé du déversoir	106
	VII.1.4 Bassin de dissipation	111
	VII.1.5 Chenal d’évacuation	115
	VII.1.6 Ouvrage de prise et de vidange.....	117
	VII.1.7 Mur bajoyer	121
VIII	Annexe 8 : Devis quantitatif et estimatif.....	128

VIII.1	Métre des ouvrages	128
VIII.1.1	Métre de la digue	128
VIII.1.2	Métre du déversoir et des ouvrages annexes	131
VIII.2	Devis estimatif	134
IX	Annexe 9 : Les pièces dessinées.....	138

I Annexe 1 : Plan de Gestion Environnemental et Social

I.1.1 Mesures de bonification

Phase du projet	Activité source d'impact	Composante du milieu affecté	Impact potentiel	Mesures de bonification
PREPARATOIRE	Dessouchage des emprises et dépôt des déchets	Humain	Disponibilité du bois de feu et de service pour les ménages	Permettre à la population de disposer du bois et des déchets issus du dessouchage
AMENAGEMENT	Emploie main d'œuvre locale pour aménagement	Humain	Renforcement des capacités en l'aménagement de barrages et de périmètres	Former les producteurs sur les méthodes d'aménagements
			Opportunités d'emplois	Prioriser la main d'œuvre locale
			Responsabilisation des habitants pour la gestion du barrage	Sensibiliser les producteurs à la bonne gestion du barrage.

I.1.2 Mesures d'atténuation des impacts environnementaux et sociaux négatifs

Phase du projet	Activités/Sources d'impact	Composante du milieu récepteur	Impacts environnementaux	Mesures d'atténuation des impacts environnementaux
PREPARATOIRE	Mouvements des engins et autres matériels de chantier	Air	Dégradation temporaire et locale de la qualité de l'air et pollution atmosphérique	Exiger les visites techniques du tracteur Réaliser le ripage dès les premières pluies
	Installation de chantier et de base-vie	Sol et paysage	Production de déchets	Sensibiliser la main d'œuvre extérieur sur la gestion des déchets Mettre en place des bacs à ordures
AMENAGEMENT	Circulation des engins et autres matériels	Air	Pollution atmosphérique	Exiger la visite technique des engins avant le démarrage des travaux Réguler les déplacements et la vitesse des engins.

Phase du projet	Activités/Sources d'impact	Composante du milieu récepteur	Impacts environnementaux	Mesures d'atténuation des impacts environnementaux
	Déversement accidentel ou fuite d'hydrocarbures	Eau	Pollution des eaux et habitat de microorganismes des zones humides	Exiger la visite technique des engins avant le démarrage des travaux ; Mettre en place de bacs de récupérations.
	Scarification ou ripage	Sol	Destruction habitat (microorganisme, oiseaux, reptile, lièvre...)	Mettre en place un plan de reboisement ; Mettre en place de mesures de conservation des eaux et des sols (CES).
	Exploitation de zones d'emprunts	Sol	Dégradation du sol	Mettre en place de mesures de CES

Phase du projet	Activités/ Sources d'impact	Composante du milieu récepteur	Impact sociaux	Mesures d'atténuation des impacts sociaux
PREPARATOIRE	Défrichement et dessouchage des emprises	Humain	Perte d'espèces ethnobotaniques (pharmacopée et PFNL)	Réaliser des reboisements compensatoires avec l'appui du Service Départemental de l'Environnement.
	Transport et circulation de la machinerie et matériaux	Santé humaine	Risque d'accident	<p> limiter la vitesse des engins</p> <p> Mettre en place de panneaux de signalisation</p>
Risque de maladies respiratoires			Arroser fréquemment les espaces proches des concessions	
Nuisance sonore			Utiliser des engins moins bruyants	
Humain		Perturbation des voies de circulation	Prévoir des points de circulation	
Déversement accidentel des huiles	Santé humaine	Risque de maladies (paludisme, MST,)	<p> Exiger des travaux d'entretien des engins avant démarrage des travaux</p> <p> Mettre en place de bacs de récupération</p>	

Phase du projet	Activités/ Sources d'impact	Composante du milieu récepteur	Impact sociaux	Mesures d'atténuation des impacts sociaux
	de vidanges			
	Présence et mouvement de la main d'œuvre étrangère		Risque de propagation des MST	Sensibiliser les populations et des ouvriers sur les MST
		Culture	Dépravation des mœurs	Sensibiliser les étrangers sur le respect des us et coutumes de la zone d'accueil Proposer des sanctions pour les coupables de violences sexuelles
EXPLOITATION	Stagnation de l'eau dans les parcelles	Santé humaine	Risque de propagation des maladies hydriques	Sensibiliser sur la prévention et la lutte contre les maladies hydriques Distribuer des moustiquaires imprégnées

I.1.3 Budget du PGES

N°	Activités	Unités	Quantités	PU FCFA	Entre prise	DGIH/MEA	Coûts totaux en FCFA
1.	Mesures d'IEC et de formations						
1.1.	Sensibilisation	Séance	8	50 000		400 000	400 000
1.2.	Renforcement de capacités (formation)	Séance	6	200 000		1 400 000	1 400 000
Sous total 1					0	1 800.000	1 800 000
2.	Mesures spécifiques de protection du site						
2.1.	Réalisation des reboisements	Ha	6 ha	1 000 000		6 000 000	6 000 000
Sous total 2					0	6 000 000	6 000 000
3.	Mesures à intégrer dans le DAO de l'entreprise						
3.1.	Visite technique et entretien de la machinerie	Nombre de visites	2	2 000 000	4 000 000	-	4 000 000
3.2.	Mise en place de bacs de déchets	Nombre de bac	10	40 000	PM	-	400 000
3.4	Sensibilisation du personnel sur les MST, les us et coutumes	Séances	2	500 000	PM	-	1 000 000
Sous total 3					-	-	5 400 000
4	Mesures d'indemnisation et de compensation						
4.1.	Compensation des arbres privés	95	-	-	-	2 145 000	2 145 000
Sous total 4							

5.	Mesures de surveillance, suivi, audit et évaluation						
5.1.	Suivi/Surveillance interne	An	1	1 000 000		1000 000	1 000 000
5.2.	Suivi/Surveillance externe (BUNEE)	An	1	1 000 000		1000 000	1 000 000
5.3.	Audit Environnemental	An	1	2 000 000		2 000 000	2 000 000
Sous total 5							4 000 000
TOTAL GENERAL							13 945 000

II Annexe 2 : Données météorologiques

❖ Données d'évaporation de la station de Fada

Années	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept.	Oct.	Nov.	Déc.
2008	157,7	194,4	163,2	167,4	173,7	148,1	131,7	123	124,3	148,2	142,4	146,5
2009	141,1	143	169	183,1	188,3	159,5	144,4	131,7	130,4	161	154,9	155,8
2010	161	166,2	183,3	186,3	187,1	154,5	136,7	129,3	124,5	147,9	156,7	165,9
2011	173,3	155,5	199,4	193,3	193,4	166	147	128,6	144,6	162,4	173,7	179,3
2012	185,3	181,4	206	198	192,4	171,8	144,3	137,8	135,1	169,9	162,5	166,8
2013	184,2	178,1	209,3	185,2	196,5	166,5	140,9	125,9	141	172,9	176,3	178,6
2014	181,6	175	184,5	256,5	180	164	154	131,3	302,2	168,7	162,6	171,3
2015	174,8	169,1	7,2	225,6	229,4	186,6	156,1	123,7	129,5	150,1	159,1	180,1
2016	197,6	193,5	205,6	225,7	204	186,6	142,2	122,1	129,8	156,9	145,6	177,2
2017	157,1	181	203,4	179,2	158,7	116,7	114	100,8	111,1	131,9	126,7	145,1
Moyenne mensuelle (mm)	171,37	173,72	173,09	200,03	190,35	162,03	141,13	125,42	147,25	156,99	156,05	166,66

❖ Données pluviométrique de la station de Koupéla

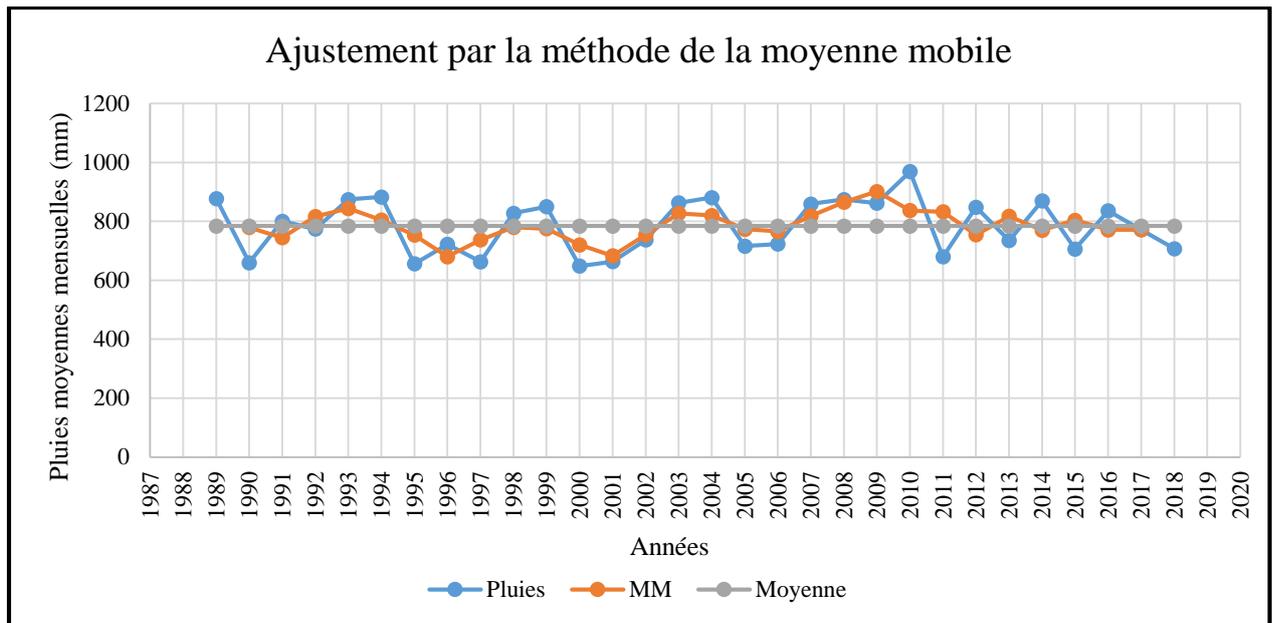
• Pluies moyennes annuelles

Années	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total (mm)
1989	0,0	0,0	2,5	0,0	11,3	90,0	328,4	283,1	99,8	39,0	0,0	23,7	877,8
1990	0,0	0,0	0,0	27,0	83,0	127,7	170,2	138,5	104,0	9,2	0,0	0,0	659,6
1991	0,0	0,0	24,6	49,6	172,9	103,2	150,0	159,4	69,8	71,3	0,0	0,0	800,8
1992	0,0	0,0	0,0	46,4	82,7	87,1	172,3	330,0	55,8	0,0	0,0	0,0	774,3
1993	0,0	4,0	0,6	0,0	4,0	175,9	234,8	236,2	154,4	64,2	0,0	0,0	874,1
1994	0,0	0,0	5,2	13,8	17,2	138,0	141,4	396,5	254,0	152,7	0,0	0,0	1118,8

Etude technique de construction du barrage de Léosgotenga, dans la commune de Gounghin, Région du Centre – Est, Burkina Faso

Années	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total (mm)
1995	0,0	0,0	0,0	9,4	51,3	82,9	90,4	288,3	95,9	37,5	0,0	0,0	655,7
1996	0,0	0,0	0,0	28,6	56,8	65,3	162,4	247,7	120,1	41,1	0,0	0,0	722,0
1997	0,0	0,0	11,7	23,9	43,6	49,1	122,1	71,8	77,1	40,2	0,0	0,0	439,5
1998	0,0	0,0	0,0	73,3	40,3	97,1	163,2	195,9	210,6	47,1	0,0	0,0	827,5
1999	0,0	0,0	0,0	9,3	87,7	180,8	132,3	235,9	200,9	2,8	0,0	0,0	849,7
2000	0,0	0,0	0,0	18,0	55,4	180,1	147,3	160,8	56,6	30,4	0,0	0,0	648,6
2001	0,0	0,0	0,0	0,0	24,1	109,3	186,0	209,3	113,5	21,2	0,0	0,0	663,4
2002	0,0	0,0	0,0	14,4	23,5	154,1	132,5	140,9	196,8	75,0	0,0	0,0	737,2
2003	0,0	0,0	0,0	14,8	91,8	128,8	278,2	148,2	173,0	28,0	0,0	0,0	862,8
2004	0,0	0,0	0,0	111,2	97,1	103,0	265,2	162,2	127,9	14,4	0,0	0,0	881,0
2005	1,5	0,0	0,0	35,1	130,7	131,8	201,5	164,1	51,3	0,0	0,0	0,0	716,0
2006	0,0	0,0	0,0	0,0	38,7	124,2	154,9	244,4	122,5	38,2	0,0	0,0	722,9
2007	0,0	0,0	0,0	17,8	73,9	104,0	202,5	246,8	213,9	0,0	0,0	0,0	858,9
2008	0,0	0,0	0,0	17,5	66,4	139,6	195,0	281,7	115,5	58,6	0,0	0,0	874,3
2009	0,0	0,0	0,0	0,0	56,4	77,1	216,3	223,2	256,7	32,0	0,0	0,0	861,7
2010	0,0	0,0	0,0	40,5	46,2	147,2	249,0	294,2	125,6	66,4	0,0	0,0	969,1
2011	0,0	0,0	0,0	9,5	43,8	51,9	144,2	234,2	181,9	14,3	0,0	0,0	679,8
2012	0,0	0,0	0,0	34,7	63,9	41,3	180,8	296,5	193,2	37,9	0,0	0,0	848,3
2013	0,0	0,0	2,0	94,4	80,0	51,2	116,0	283,1	90,8	17,6	0,0	0,0	735,1
2014	0,0	0,0	0,0	39,8	96,4	127,8	145,7	265,8	143,6	40,9	9,4	0,0	869,4
2015	0,0	0,0	0,0	0,0	6,9	82,5	143,1	284,1	165,9	24,0	0,0	0,0	706,5
2016	0,0	0,0	4,3	32,0	125,7	173,8	205,9	249,7	221,6	16,7	0,0	0,0	1029,7
2017	0,0	0,0	0,0	41,3	67,4	180,4	190,4	153,0	133,2	6,2	0,0	0,0	771,9
2018	0	4,7	1,5	0	31,9	30,5	265,2	223,6	140,2	9,8	0	0	707,4

Années	Pluies moyennes initiales (mm)	Pluies moyennes ajustées (mm)	Moyennes mobiles(mm)
1989	877,8	877,8	
1990	659,6	659,6	779,4
1991	800,8	800,8	744,9
1992	774,3	774,3	816,4
1993	874,1	874,1	843,8
1994	1118,8	883	804,3
1995	655,7	655,7	753,6
1996	722	722	680,2
1997	439,5	663	737,5
1998	827,5	827,5	780,1
1999	849,7	849,7	775,3
2000	648,6	648,6	720,6
2001	663,4	663,4	683,1
2002	737,2	737,2	754,5
2003	862,8	862,8	827,0
2004	881	881	819,9
2005	716	716	773,3
2006	722,9	722,9	765,9
2007	858,9	858,9	818,7
2008	874,3	874,3	865,0
2009	861,7	861,7	901,7
2010	969,1	969,1	836,9
2011	679,8	679,8	832,4
2012	848,3	848,3	754,4
2013	735,1	735,1	817,6
2014	869,4	869,4	770,3
2015	706,5	706,5	804,0
2016	1029,7	836	771,5
2017	771,9	771,9	771,8
2018	707,4	707,4	



- Pluies maximales journalières de la station de Koupéla

Années	Pluies maximales journalières (mm)
1989	61,3
1990	49,5
1991	56
1992	72,2
1993	68,8
1994	101,7
1995	47,5
1996	78,8
1997	53
1998	55,8
1999	50,6
2000	52,5
2001	50,2
2002	60,2
2003	73,5
2004	58
2005	67,7
2006	50,5
2007	145,7
2008	67,2
2009	145,6
2010	79,2
2011	74,9
2012	93,3
2013	68,5
2014	67,6
2015	53,7
2016	50,8
2017	57,3
2018	69,6

III Annexe 3 : Données géotechniques

❖ Essai de compactage Proctor normal

L'essai de Proctor Normal est exécuté sur le mélange des parties inférieures à 5 mm. Les valeurs obtenues à l'optimum sont :

Tableau XXVIII: Essai PROCTOR / Axe de la digue

Echantillon	Teneur en eau avant essai (%)	Teneur en eau (%)	γ_d max (kN/m ³)
P1 E1	3,8	12	1,85
P3 E3	2	12	1,96
P4 E4	3,2	11	1,84
P6 E6	4	16,5	1,62
P7 E7	3,2	14,5	1,75
P8 E8	3,6	10	1,62
P10E10	2,3	12,5	1,85
P11 E11	3,3	10	1,67
P13 E13	1,1	13	1,82
P17 E17	2,4	14,5	1,73

❖ Essai de cisaillement direct UU

Les essais de cisaillement direct ont été réalisés sur les échantillons su lit mineur.

Tableau XXIX: Essai de cisaillement / Lit mineur

Echantillon	Cohésion	Angle de frottement
P7 E7	49,8	8
P7 E8	24,3	19,8
P10 E10	28,9	14,6
P11 E11	35,87	10,2

❖ Essai de perméabilité

Ils ont été réalisés également sur les échantillons du lit mineur et un peu au-delà.

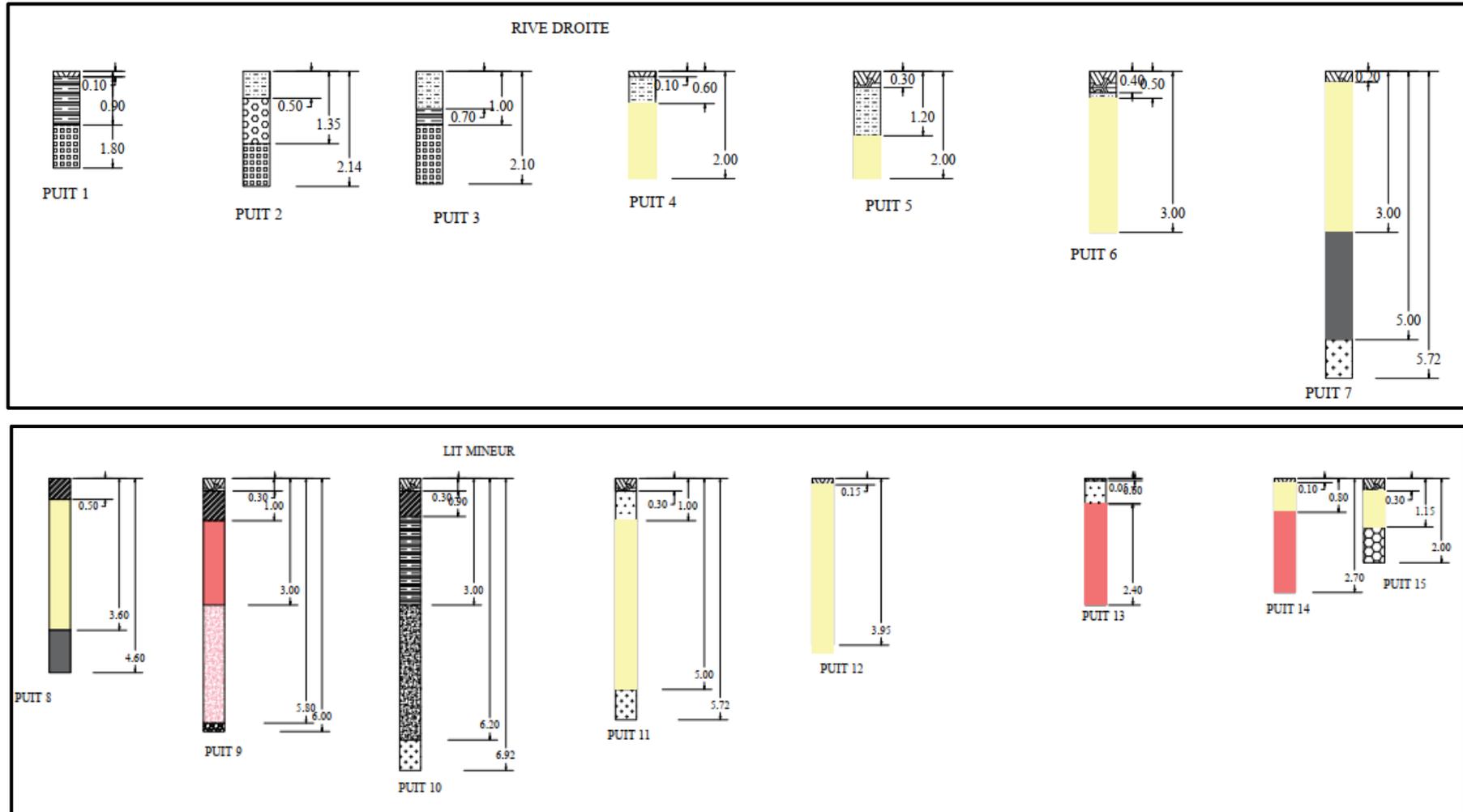
Echantillon	Nature du matériau	Perméabilité , k(m/s)	Conclusion
P4 E4	Limon argileux	10^{-7}	Sol probablement imperméable
P6 E6	Argile Limoneuse	$1,6^{-7}$	
P7 E7	Argile Limoneuse	$1,3 \cdot 10^{-7}$	

Echantillon	Nature du matériau	Perméabilité , k(m/s)	Conclusion
P8 E8	Argile Limoneuse	$1,3.10^{-7}$	
P10E10	Argile Limoneuse	$1,3.10^{-7}$	

❖ Matériau pour béton et filtre

- Module de finesse : 3,10
- Coefficient de courbure : 1
- Coefficient de Hazen : 2,3
- Equivalent de sable à vue : 76
- Equivalent de sable au piston : 73

SONDAGES GEOTECHNIQUES



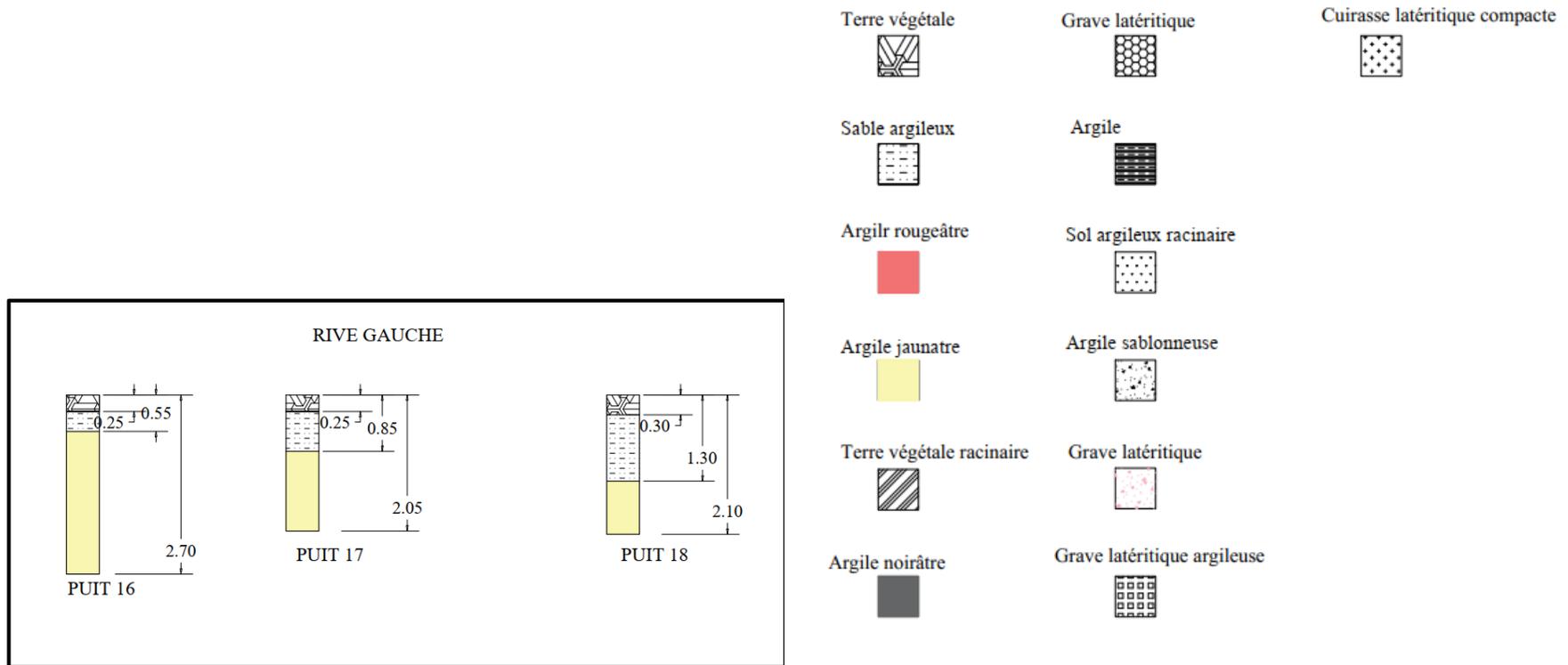


Figure 15: Sondages géotechniques

IV Annexe 4 : Etudes hydrologiques

IV.1.1 Synthèse de l'analyse fréquentielle des pluies

❖ Ajustement à la loi de Gauss

La procédure de calcul ainsi que les paramètres de la loi de GUMBEL utilisée pour l'ajustement de la pluie maximale journalière sont résumés comme suit :

- La moyenne et l'écart type

La moyenne \bar{x} calculé l'échantillon des pluies maximales journalière est de 69,37 mm et l'écart type σ de 24,49 mm.

- Les paramètres d'échelle et de position

Ce sont les deux paramètres de la loi. Le paramètre d'échelle est calculé par la formule suivante :

$$\frac{1}{a} = 0,78 * \sigma = 0,78 * 24,49 = 19,10 \text{ mm}$$

Le paramètre de position quant à lui est égal à :

$$x_0 = \bar{x} - 0,577 * (0,78 * \sigma) = 69,37 - 0,577 * 19,19 = 58,35 \text{ mm}$$

- Les fréquences expérimentales

La fréquence expérimentale de Weibull est celle utilisée et est exprimée par :

$$f(x) = \frac{r}{n + 1}$$

Où n est de nombre des échantillons et le rang.

- La variable réduite de Gumbel, les quantiles, les intervalles de confiance :

La variable réduite de Gumbel	$u_p = -\ln[-\ln(f(x))]$
L'estimation des quantiles	$x_p = \frac{u_p}{a} + x_0$
Intervalles de confiance à 95%	$IC_{x_p} = x_p \pm U_{\frac{1-\alpha}{2}} * \frac{s}{\sqrt{N-1}}$ $* \sqrt{1 + 1,4K + 1,1K^2}$ $K = 0,78 * (U_p - 0,577)$

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-après :

Années	Pluies(mm)	Rang	Fréquence expérimentale	Up	K	Xp	Ic xp+	Ic xp-
1995	47,5	1	0,02	-1,41	-1,55	31,43	38,51	24,35
1990	49,5	2	0,05	-1,10	-1,31	37,40	43,37	31,43

Années	Pluies(mm)	Rang	Fréquence expérimentale	Up	K	Xp	Ic _{xp+}	Ic _{xp-}
2001	50,2	3	0,08	-0,91	-1,16	40,97	46,37	35,57
2006	50,5	4	0,12	-0,76	-1,05	43,75	48,77	38,73
1999	50,6	5	0,15	-0,64	-0,95	46,12	50,87	41,37
2016	50,8	6	0,18	-0,53	-0,86	48,26	52,82	43,70
2000	52,5	7	0,22	-0,42	-0,78	50,24	54,67	45,80
1997	53	8	0,25	-0,33	-0,70	52,11	56,48	47,75
2015	53,7	9	0,28	-0,23	-0,63	53,92	58,27	49,58
1998	55,8	10	0,32	-0,14	-0,56	55,69	60,06	51,31
1991	56	11	0,35	-0,05	-0,49	57,42	61,86	52,99
2017	57,3	12	0,38	0,04	-0,42	59,16	63,70	54,61
2004	58	13	0,42	0,13	-0,35	60,89	65,59	56,20
2002	60,2	14	0,45	0,23	-0,27	62,65	67,53	57,77
1989	61,3	15	0,48	0,32	-0,20	64,44	69,54	59,35
2008	67,2	16	0,52	0,41	-0,13	66,28	71,63	60,93
2014	67,6	17	0,55	0,51	-0,05	68,18	73,82	62,54
2005	67,7	18	0,58	0,62	0,03	70,16	76,13	64,19
2013	68,5	19	0,62	0,73	0,12	72,24	78,57	65,90
1993	68,8	20	0,65	0,84	0,21	74,44	81,18	67,69
2018	69,6	21	0,68	0,97	0,30	76,79	84,00	69,59
1992	72,2	22	0,72	1,10	0,41	79,35	87,07	71,62
2003	73,5	23	0,75	1,25	0,52	82,15	90,46	73,83
2011	74,9	24	0,78	1,41	0,65	85,28	94,27	76,29
1996	78,8	25	0,82	1,60	0,80	88,85	98,63	79,07
2010	79,2	26	0,85	1,82	0,97	93,06	103,79	82,32
2012	93,3	27	0,88	2,09	1,18	98,21	110,14	86,29
1994	101,7	28	0,92	2,44	1,45	104,99	118,50	91,47
2009	145,6	29	0,95	2,97	1,87	115,08	131,00	99,16
2007	145,7	30	0,98	4,09	2,74	136,39	157,49	115,29

❖ Ajustement à la loi de Gauss

La fonction de répartition de Gauss est sous la forme :

$$F(x) = Prob(X \leq x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{u^2}{2}}$$

- La moyenne et l'écart type

La moyenne \bar{x} calculé l'échantillon des pluies maximales journalière est de 784,59 mm et l'écart type σ de 90,25 mm.

- Les fréquences expérimentales

La fréquence expérimentale de Hazen est celle utilisée et est exprimée par :

$$f(x) = \frac{r - 0,5}{n}$$

Où n est de nombre des échantillons et le rang.

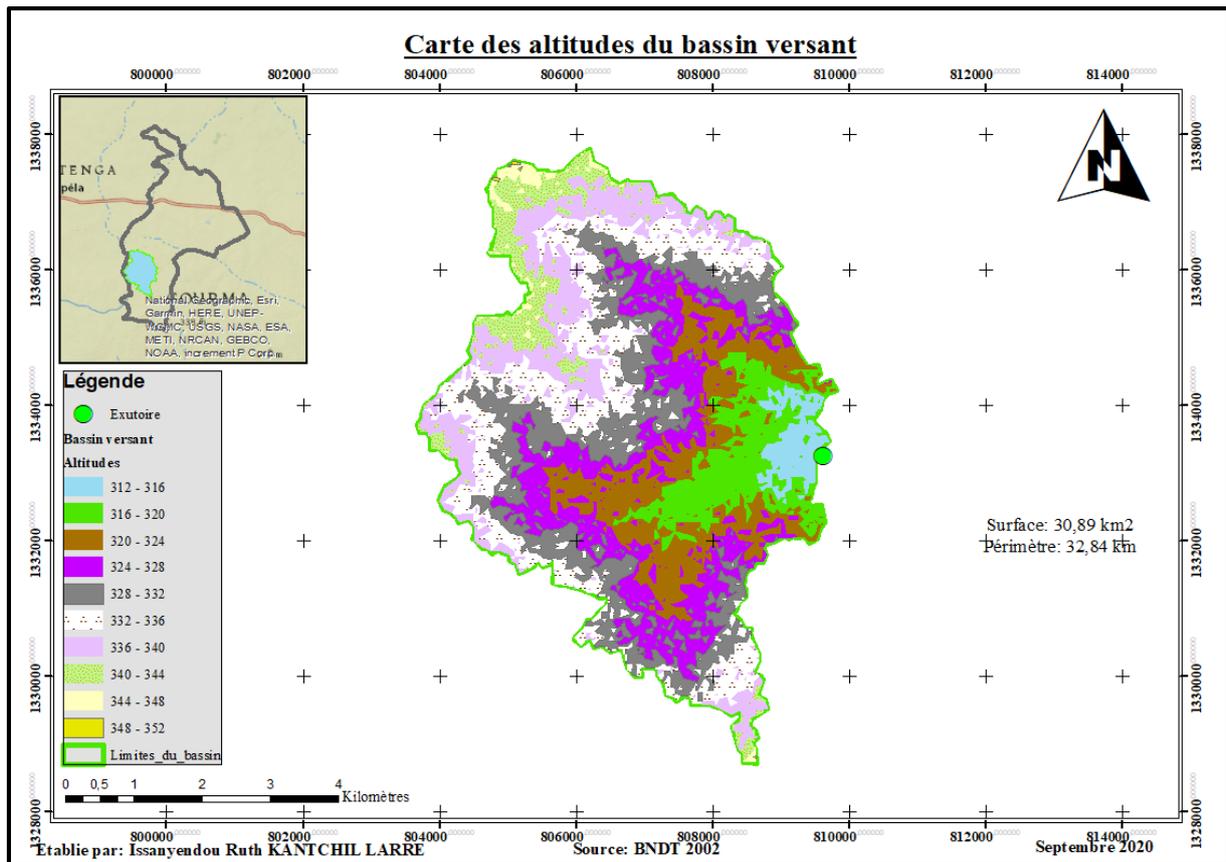
- La variable réduite de Gumbel, les quantiles, les intervalles de confiance :

La variable réduite de Gumbel	Elle s'obtient directement dans le tableur Excel avec la fonction : LOI. NORMALE. STANDARD. INVERSE. N f(x)
L'estimation des quantiles	$x_p = \bar{x} + u_p * \sigma$
Intervalles de confiance à 95%	$IC_{x_p} = x_p \pm U_{\frac{1-\alpha}{2}} * \frac{s}{\sqrt{2N}} * \sqrt{u_p^2 + 2}$

Les résultats de l'ajustements sont résumés dans le tableau suivant :

Années	Pluies (mm)	Rang	Fréquence expérimentale	Up	Xp	Ic xp+	Ic xp-
2000	648,6	1	0,02	-2,13	592,53	650,88	534,18
1995	655,7	2	0,05	-1,64	636,14	685,68	586,60
1990	659,6	3	0,08	-1,38	659,77	704,95	614,60
1997	663	4	0,12	-1,19	677,03	719,26	634,79
2001	663,4	5	0,15	-1,04	691,05	731,09	651,01
2011	679,8	6	0,18	-0,90	703,12	741,43	664,80
2015	706,5	7	0,22	-0,78	713,88	750,80	676,96
2018	707,4	8	0,25	-0,67	723,72	759,50	687,94
2005	716	9	0,28	-0,57	732,88	767,73	698,03
1996	722	10	0,32	-0,48	741,54	775,62	707,45
2006	722,9	11	0,35	-0,39	749,82	783,29	716,34
2013	735,1	12	0,38	-0,30	757,81	790,81	724,81
2002	737,2	13	0,42	-0,21	765,60	798,25	732,95
2017	771,9	14	0,45	-0,13	773,25	805,68	740,83
1992	774,3	15	0,48	-0,04	780,82	813,13	748,51
1991	800,8	16	0,52	0,04	788,36	820,68	756,05
1998	827,5	17	0,55	0,13	795,93	828,36	763,51
2016	836	18	0,58	0,21	803,59	836,24	770,93
2012	848,3	19	0,62	0,30	811,37	844,37	778,37
1999	849,7	20	0,65	0,39	819,37	852,84	785,90
2007	858,9	21	0,68	0,48	827,65	861,73	793,56
2009	861,7	22	0,72	0,57	836,31	871,15	801,46
2003	862,8	23	0,75	0,67	845,47	881,25	809,69
2014	869,4	24	0,78	0,78	855,31	892,23	818,38
1993	874,1	25	0,82	0,90	866,07	904,38	827,75
2008	874,3	26	0,85	1,04	878,13	918,18	838,09
1989	877,8	27	0,88	1,19	892,16	934,39	849,92
2004	881	28	0,92	1,38	909,41	954,59	864,24
1994	883	29	0,95	1,64	933,05	982,58	883,51
2010	969,1	30	0,98	2,13	976,66	1035,01	918,30

IV.1.2 Caractéristiques du bassin versant



- ❖ La superficie, le périmètre et la longueur du cours d'eau principal

La délimitation de la superficie du bassin versant s'est effectuée avec le logiciel ARCGIS ; on retrouve les caractéristiques suivantes :

- Surface (S) : 30,89 km²
- Périmètre (P) : 32,84 km
- La longueur du cours d'eau principal : 15 km

- ❖ La pente longitudinale (I)

Formule simplifiée de GRESILLON :

$$I = \frac{0,26}{S^{0,5}} = 4,68 \text{ m/km}$$

Cette pente est comprise en 2 et 5 : Bassin versant de pente faibles correspondant à des bassins de plaine.

- ❖ La perméabilité du sol

Au regard de la nature du sol du bassin versant, 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.

❖ 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.

$K_G = 0,28 * \frac{P}{\sqrt{S}}$	$K_G = 0,28 * \frac{32,84}{30,89}$	$K_G = 1,67$
-----------------------------------	------------------------------------	--------------

Le bassin est de forme allongé car $K_G = 1,5 > 1$.

❖ La longueur du rectangle équivalent

La longueur est calculée par la relation :

$L_{eq} = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	$L_{eq} = \frac{32,84 + \sqrt{32,84^2 - 16 * 30,89}}{4}$	$L_{eq} = 14,25m$
---	--	-------------------

❖ La courbe hypsométrique

Les données ayant servi à sa construction sont présentées dans le tableau suivant :

Altitudes	Surfaces (m ²)	Pourcentages	Pourcentages cumulés
312	0	0,00%	100%
316	8892,34	2,88%	100,00%
320	27716,54	8,98%	97,12%
324	44364,57	14,37%	88,14%
328	54263,16	17,58%	73,77%
332	58358,40	18,90%	56,19%
336	52803,69	17,10%	37,29%
340	40063,66	12,98%	20,19%
344	18451,10	5,98%	7,21%
348	3655,27	1,18%	1,23%
352	0,01	0,05%	0,05%

C'est la répartition de la superficie du bassin en fonction de l'altitude. Elle fournit une vue synthétique de la pente du bassin, donc du relief.

A partir de la courbe, nous avons :

H5% = 345 m et H95% = 321,5m

❖ L'indice global de pente

Il est donné par :

$I_g(m/km) = \frac{D}{L}$	$I_g = \frac{345 - 321,5}{14,25}$	$I_g = 1,68 m/km$
---------------------------	-----------------------------------	-------------------

❖ L'indice global de pente corrigé

N°	Hmin	Hmax	L	Pente
1	313,5	338,5	4,1	6,10
2	325,5	340,5	5,29	2,83
3	317,50	340,5	5,04	4,56
4	322,5	343,5	4,5	4,67
5	324,5	337	4,05	3,09
6	327,5	337	3,33	2,85

$I_{gcor}(m/km)=n-1 * I_g + I_{tn}$	$I_{gcor}=3-1 * 1,68 + 4,023$	$I_{gcor}=2,45 \text{ m/km}$
-------------------------------------	-------------------------------	------------------------------

❖ La dénivelée spécifique

$D_S(m) = I_{gcor} * \sqrt{S}$	$= 2,46 * \sqrt{30,89}$	$D_S = 16,67 \text{ m}$
--------------------------------	-------------------------	-------------------------

Le bassin a donc un relief faible car $D_S = 16,67 \text{ m} < 50 \text{ m}$.

❖ La densité de drainage

$D_D = \frac{\text{Long_réseau}}{\text{Surface}}$	$D_D = \frac{112,26}{30,89}$	$D_D = 2,17 \text{ km/km}^2$
--	------------------------------	------------------------------

❖ Le coefficient de ruissellement K_{r10} par la méthode de OSTORM

$$K_{r10} = K_{r70} + \frac{(K_{r100} - K_{r70}) * (P_{10} - P_{70})}{P_{100} - P_{70}}$$

Pour une précipitation décennale de ponctuelle P_{10} différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissellement K_{r10} est faite par interpolation linéaire entre les valeurs de K_{r70} et K_{r100} . Ces valeurs sont déterminées graphiquement à l'aide des équations analytiques de formes générales présentées ci-dessous.

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

En régime tropical sec pour un bassin versant dont la superficie est supérieure à 10 km^2 , pour une classe d'infiltrabilité P3 (RI) et pour un indice global de pente de valeur comprise entre 3 et 7, les valeurs de a, b et c de K_{r70} ou K_{r100} nécessaire à la détermination des coefficients de ruissellement sont présentées dans le tableau ci-après :

Coefficient	I _g (m/km)	a	b	c
K _{r70}	3	150	20	15
K _{r100}	3	200	30	17

En procédant par interpolation, on trouve :

	a	b	c	K _{ri} (%)	K _{r10} (%)
K _{r70}	150	20	15,875	39,56	19,43
K _{r100}	210	30	18,25	20,28	

❖ Coefficient d'abattement A

Formule de Villaume

$A = 1 - \frac{161 - 0,042 * P_{an}}{1000 * \log(S)}$	$A = 1 - \frac{161 - 0,042 * 784,59}{1000 * \log(30,89)}$	A = 0,81
---	---	----------

❖ Pluie journalière décennale

$P_{m10} = A * P_{10}$	$P_{m10} = 0,81 * 101,33$	$P_{m10} = 82 \text{ mm}$
------------------------	---------------------------	---------------------------

❖ Temps de base et de montée

- Temps de base (T_b)

En régime tropical sec, quelque soit la superficie du bassin versant, le temps de base est donné par :

$$T_{b10} = a * S^{0,35} + b$$

Les paramètres a et b varient en fonction de la pente. (Bulletin 54 de la FAO : crues et apports, page 49).

I _g (m/km)	A	b
3	325	315

$$T_{b10} = 1432 \text{ minutes}$$

- Temps de montée (T_m)

En zone tropicale sèche, on peut considérer que le temps de montée représente à peu près le tiers du temps de base quelque soit la superficie et l'indice global de pente de la pente du bassin versant.

$$T_{m10} = a * T_{b10}$$

Avec a = 0,33 (Bulletin 54 de la FAO : crues et apports, page 51).

$$T_{m10} = 472 \text{ minutes}$$

❖ Coefficient de pointe α_{10}

On admet que le coefficient de pointe est voisin de 2,6 quelque soit la superficie du bassin. (Bulletin 54 de la FAO : crues et apports, page 50).

IV.1.3 Détermination de la crue décennale par la méthode ORSTOM

Le débit de pointe ou débit maximal total Q_{10} comprend le débit maximal de ruissellement Q_{r10} et le débit dû à l'écoulement retardé Q_{ret10} .

$$Q_{10} = Q_{r10} + Q_{ret10}$$

En zone tropicale sèche, le rapport $\frac{Q_{ret10}}{Q_{r10}}$ est d'avantage lié à la surface du bassin dont dépend les possibilités de stockage superficiel (dans les lits des cours d'eau, par exemple) ou interne (horizon pédologiques voire géologiques) qui favorise l'écoulement retardé :

- Pour les bassins imperméables (jusqu'à quelques dizaines de kilomètres carré) : $Q_{10} = 1,03 * Q_{r10}$
- Pour les petits bassins perméables $Q_{10} = 1,05 * Q_{r10}$
- Pour les grands bassins imperméables (plusieurs centaines de kilomètres carré) avec un réseau hydrographique bien marqué $Q_{10} = (1,10 \text{ à } 1,15) * Q_{r10}$
- Pour les grands bassins perméables avec des lits suffisamment larges : $Q_{10} = (1,15 \text{ à } 1,20) * Q_{r10}$

Dans notre cas, nous avons un petit bassin imperméable par conséquent, nous utiliserons, $Q_{10} = 1,03 * Q_{r10}$.

Le calcul du volume total de la crue nécessiterait de connaître avec suffisamment de précision l'écoulement retardé et l'écoulement de base. Toutefois, dans la détermination des caractéristiques des ouvrages hydrauliques, il importe essentiellement d'estimer le volume écoulé V_{c10} durant le temps de base de la crue.

Sachant que le volume de ruissellement V_{r10} est donné par :

$$V_{r10} = P_{m10} * K_{r10} * S \text{ avec } P_{m10} = A * P_{10}$$

On obtient le volume de crue V_{c10} en ajoutant au volume ruisselé V_{r10} un volume V_{ret10} égal à la majoration due à l'écoulement retardé.

On considère que V_{ret10} correspond à un débit moyen, calculé sur toute la durée du temps de base, égal au débit Q_{ret10} défini comme suit : $V_{c10} = V_{r10} + Q_{ret10} * T_b$.

En zone tropical sèche :

- Pour les petits bassins imperméables (jusqu'à quelques dizaines de kilomètres

carrés) : $Q_{ret10} = 0,03 * Q_{r10}$

- Pour les petits bassins perméables: $Q_{ret10} = 0,05 * Q_{r10}$
- Pour les grands bassins imperméables (plusieurs centaines de kilomètres carrés) avec un réseau hydrographique bien marqué : $Q_{ret10} = (0,01 \text{ à } 0,15) * Q_{r10}$
- Pour les grands bassins perméables avec des lits suffisamment larges : $Q_{ret10} = (0,15 \text{ à } 0,20) * Q_{r10}$

Dans notre cas, nous avons un petit bassin imperméable par conséquent on utilisera :

$$Q_{ret10} = 0,03 * Q_{r10}$$

Lame d'eau ruisselée	$l_{r10} = \frac{P_{m10}}{K_{r10}}$	4,22 mm
Volume d'eau ruisselé	$V_{r10} = l_{r10} * S$	492 067 m ³
Débit moyen de ruissellement	$Q_{mr10} = \frac{V_{r10}}{T_{b10}}$	5,72 m ³ /s
Débit maximal de pointe	$Q_{m10} = Q_{mr10} * \alpha_{10}$	14,89 m ³ /s
Débit de projet décennal	$Q_{10} = 1,03 * Q_{m10}$	15,48 m ³ /s

IV.1.4 Détermination de la crue décennale par la méthode CIEH

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

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

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

Les autres paramètres sont donnés dans le tableau suivant : (Source : manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche, p. 61). En effet, cette méthode est une méthode statistique avec plusieurs variantes fonction de l'appartenance du bassin à un découpage climatique, une position géographique, un découpage pour un pays ou un groupe de pays.

En se basant sur les études récentes du CIEH (C.Puech et D.Chabi Gonni) et en tenant compte des caractéristiques du bassin et de son emplacement et aussi du régime climatique de la zone,

l'équation de débit décennal envisageable est la meilleure formulation la plus récente (1996) en zone climatique sahélienne, calée et validée pour une soixantaine de bassins versants du Burkina Faso, et qui s'appuient sur deux ou trois variables caractéristiques du débit : Nous utiliserons alors les formules de régression linéaire suivantes, qui sont bien indiquées pour le Burkina Faso et pour la zone du projet :

- Equation N°5 : Formulation pour le découpage pour la zone, tous les bassins où la pluie annuelle est comprise entre 400 et 800 mm.

$$Q_{10} = aS^s P_{an}^p I_g^i D_d^d$$

- Equation N°10 : Formulation avec K_{r10} pour le découpage pour la zone, tous les bassins où la pluie annuelle est comprise entre 400 et 800 mm.
- Equation N°12 : Formulation pour le découpage la zone ou la pluie annuelle est inférieure à 1000 mm en fonction S, I_g et K_{r10} .
- Equation N°27 : Formulation pour le découpage par pays ou groupe de pays 10°W et 10°E en fonction de S, I_g et K_{r10}
- Equation N°40 : Formulation pour le Burkina Faso en fonction de S, I_g et K_{r10}
- Equation N°42 : Formulation pour le Burkina, Mali et Niger en fonction de S, K_{r10} , I_g .

IV.1.5 Détermination de la crue centennale par la méthode GRADEX

$$Q_{100} = C * Q_{10}$$

$$C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{\left(\frac{T_b}{24}\right)^{0,12}}{K_{r10}} = 3,27$$

$$Q_{100} = 74,41 \text{ m}^3/\text{s}$$

IV.1.6 Les apports

- ❖ Méthode du déficit d'écoulement annuel

$$D = P - L_e$$

D : Le déficit d'écoulement (m)

P : La pluviométrie moyenne annuelle (m)

L_e : La lame d'eau écoulée (m)

$$D = P - \lambda P^2 \text{ où } \lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * \bar{T}}$$

T est la température moyenne. Elle est égale à 28,35° dans notre cas.

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 $D = 0,20 + 0,035 * \bar{T}$

Dans notre cas on a :

$$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * 28,34} = 0,21$$

λ	$\frac{1}{8\lambda}$	$\frac{1}{2\lambda}$
0,21	0,03	0,10

Par conséquent nous allons utiliser la formule générale Coutagne qui est :

$D = P - \lambda P^2$	$D = 0,9783 - 0,21 * 0,9783^2$	$D = 0,78m$
-----------------------	--------------------------------	-------------

$L_e = P - D$	$L_e = 0,78 - 0,66$	$L_e = 0,13 m$
---------------	---------------------	----------------

$K_e = \frac{L_e}{P_{an}}$	$K_e = \frac{0,13}{0,78}$	$K_e = 0,16 = 21\%$
----------------------------	---------------------------	---------------------

$$k_{e5} = 0,70 k_e \text{ et } k_{e10} = 0,5 k_e$$

$K_e = 21\%$	$K_{e5} = 14\%$	$K_{e10} = 10\%$
--------------	-----------------	------------------

Période de retour	Pluviométrie (mm)	Ke	Apports(m ³)
Année moyenne médiane	784,59	0,21	3 986 561
Année quinquennale	708,63	0,14	2 520 428
Année décennale	668,93	0,10	1 699 434

❖ **Méthode DUBREUIL VUILLAUME**

La classification des zones phyto-climatiques selon Vuillaume a permis de retenir a formule suivante :

$Ec = 0,47 * Pr - 0,33 * \log S + 0,54 * D_s + A$	Pr : Pluie réduite (mm) S : Superficie du bassin (km ²) D _s : Dénivelée spécifique (m) A : Terme d'aptitude d'écoulement
---	--

Pr représente la part disponible pour l'écoulement de l'apport pluvial, la partie non disponible est représentée par l'évapotranspiration.

$$Pr = \sum_{n=1}^{12} \delta^n \left(P_{me}^n - \frac{ETB}{36} \right)$$

$$\delta^n = 1 \text{ quand } P_{me}^n > \frac{ETB}{36}$$

$$\delta^n = 0 \text{ quand } P_{me}^n < \frac{ETB}{36}$$

n est le numéro du mois donc varie de 1 à 12

P_{me}^n est la hauteur moyenne mensuelle correspondant au mois n

ETB est l'évaporation moyenne annuelle sur le bac d'eau libre. Les données d'évaporation utilisées sont celles de la station de Fada présentées en annexe II.

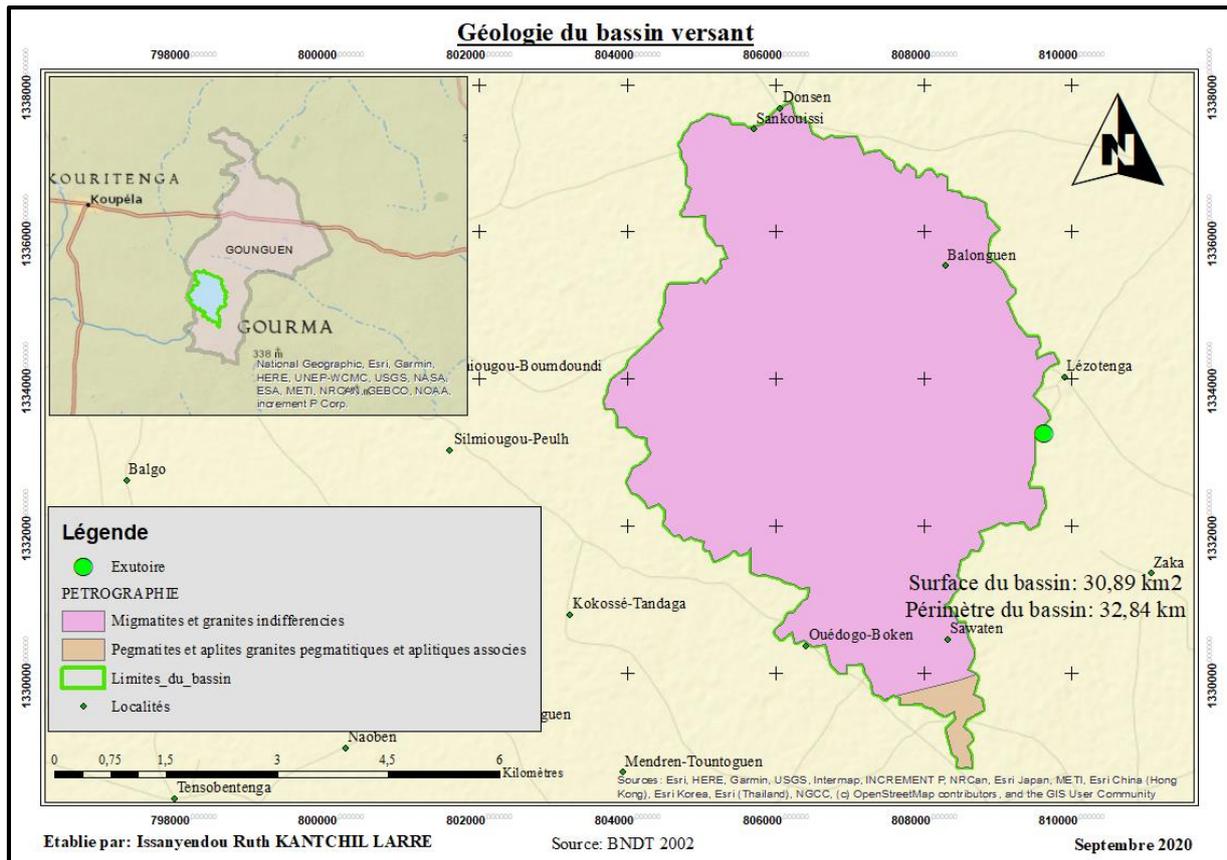
- Superficie du bassin : 30,89 km²
- Evaporation annuelle sur bac de 1964,09 mm
- Hauteur pluviométrique moyenne annuelle de 784,89 mm (région de savane arbustive)
- Distribution mensuelle de la pluviométrie en mm :

Jan	Fév	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Sept	Oct	Nov	Déc
0,05	0,29	1,74	26,74	62,37	111,19	182,91	228,30	142,20	34,55	0,31	0,79

- Dénivelée spécifique D_s égale à 16,67 m
- Sol imperméable

Ainsi,

- $\frac{1}{36} * ETB = \frac{1}{36} * 1964,09 = 54,56 \text{ mm}$
- $P_r = 62,36 - 54,56 + 111,19 - 54,26 + 182,91 - 54,56 + 228,30 - 54,56 + 142,20 - 54,56 = 454,18 \text{ mm}$
- Le contexte lithologique et l'état du réseau hydrographique permettent d'évaluer, d'après les définitions données, le terme d'aptitude A à -35 mm.



Le calcul de la lame moyenne annuelle écoulée se fait en appliquant la formule donnée en haut :

$$E_c = 0,47 * 454,18 - 33 * \log 45 + 0,54 * 16,67 - 35 = 138,30 \text{ mm}$$

$K_e = \frac{L_e}{P_{an}}$	$K_e = \frac{0,13}{0,78}$	$K_e = 17,63 \%$
----------------------------	---------------------------	------------------

$$k_{e5} = 0,70 k_e \text{ et } k_{e10} = 0,5 k_e$$

$$K_e = 17,63 \%$$

$$K_{e5} = 14\%$$

$$K_{e10} = 10\%$$

Période de retour	Pluviométrie (mm)	Apports(m ³)
Année moyenne médiane	784,59	4 271 726
Année quinquennale	708,63	2 700 718
Année décennale	668,93	1 820 998

V Annexe 5 : Etude de la cuvette

V.1.1 Courbe Hauteur-Volume

Altitudes	Hauteurs	Surfaces	Surfaces cumulées	Surface moyennes	Volumes élémentaires	Volumes cumulés
311,5	0,5	0	0	0	0	0
312	0,5	29215,99	29215,99	14608,00	7304,00	7304,00
312,5	0,5	93961,69	123177,68	76196,83	38098,42	45402,41
313	0,5	105805,14	228982,81	176080,24	88040,12	133442,54
313,5	0,5	104476,01	333458,83	281220,82	140610,41	274052,95
314	0,5	137759,98	471218,80	402338,82	201169,41	475222,35
314,5	0,5	149064,22	620283,03	545750,92	272875,46	748097,81
315	0,5	230979,15	851262,17	735772,60	367886,30	1115984,11
315,5	0,5	211680,23	1062942,40	957102,29	478551,14	1594535,26
316	0,5	202141,15	1265083,55	1164012,98	582006,49	2176541,74

V.1.2 Dépôts solides

La formule de Karambiri s'écrit comme suit :

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

h ∈ [0,7 - 1]	<p>Bassin versant comportant de grande villes et de grands villages situés à proximité de ceux-ci</p> <p>Probabilité d'extension rapide de villes ou villages sur le bassin</p>
h ∈ [0,4 – 0,7]	<p>Bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situé à proximité de ceux-ci.</p> <p>Probabilité d'extension moyenne de villes ou villages sur le bassin versant.</p>
h ∈ [0,1 – 0,4]	<p>Bassin versant comportant de petits villages ou situé à proximité de ceux-ci</p>
h ∈ [0 – 0,1]	<p>Bassin versant relativement inhabité ou éloigné de toute ville et village</p>

$r \in [0,7 - 1]$	Relief très accidenté, accusé
$r \in [0,4 - 0,7]$	Relief moyennement accidenté, accusé
$r \in [0,1 - 0,4]$	Relief peu accidenté, accusé
$r \in [0 - 0,1]$	Relief relativement plat et monotone

V.1.3 Besoins pastoraux

Espèces	Effectif à l'horizon du projet	Equivalence UBT	Correspondance de l'effectif en UBT	Consommation mensuelles en m ³
Asins	501	0,8	401	241
Bovins	1620	1	1619	971
Caprins	8086	0,33	2668	1 601
Ovins	4851	0,33	1601	961
Porcins	1236	0,2	156	94
Volailles	19428	0,01	199	119
Total (m³)				3987

V.1.4 Besoins agricoles

❖ Besoins en eau des différentes cultures

Culture	Durée du cycle	Besoins en eau	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars
Oignon	150	B _n (mm)	95,63	163,05	184,12	158,97	142,73
		B _b (m ³ /ha)	1 593,75	2 717,58	3 068,58	2 649,44	2 378,84
		B _b total (m ³ /ha)	12 408,20				
Tomate	135	B _n (mm)	68,29	128,10	181,27	166,62	62,30
		B _b (m ³ /ha)	1 138,17	2 135,00	3 021,17	2 777,04	1 038,28
		B _b total (m ³ /ha)	10 109,65				
Choux	140	B _n (mm)	76,10	138,09	184,12	170,75	98,05
		B _b (m ³ /ha)	1 268,33	2 301,50	3 068,58	2 845,83	1 634,17
		B _b total (m ³ /ha)	11 118,42				
Courgette	95	B _n (mm)	81,31	131,71	147,43	10,85	
		B _b (m ³ /ha)	1 355,11	2 195,11	2 457,22	180,85	-
		B _b total (m ³ /ha)	6 188,29				
Aubergine	130	B _n (mm)	68,29	128,10	181,27	166,62	38,46
		B _b (m ³ /ha)	1 138,17	2 135,00	3 021,19	2 777,04	641,08
		B _b total (m ³ /ha)	9 712,47				
Concombre	105	B _n (mm)	81,31	131,71	155,96	55,02	
		B _b (m ³ /ha)	1 355,11	2 195,11	2 599,40	917,01	-
		B _b total (m ³ /ha)	7 066,63				

❖ Besoins en eau pour l'ogon

Campagne	Décembre		Janvier		Février		Mars		Avril	
Coefficient cultural	Kc	ET0	Kc	ET0	Kc	ET0	Kc	ET0	Kc	ET0
	0,63	168,9	0,96	172,88	1,05	172,88	0,98	199,23	0,82	197,41
ETM (mm)	106,24		166,48		179,99		195,06		162,21	
Pluie (mm)	0,79		0,05		0,29		1,75		26,74	
Pluie efficace(mm)	0,79		0,05		0,29		1,75		25,73	
Besoins Nets(mm)	105,45		166,43		179,70		193,31		136,47	
Besoins Bruts (mm)	150,65		237,75		256,72		276,16		194,96	
Besoins(m ³ /ha)	1 506,48		2377,50		2 567,72		2 761,56		1 946,63	
Besoins totaux (m ³ /Campagne/ha)									11 162,4	

VI Annexe 6 : Etude de la digue

❖ Identification de l'axe de la digue



Figure 16: Vue de l'axe 1 de la digue

Caractéristiques	Valeurs (Google Earth)
Dénivelée maximale plan d'eau H_e	3 m
Longueur maximale du plan d'eau d'eau potentiel L_e	750 m
Côte Plan d'Eau Normal (PEN)	315
Surface du PEN (S_e)	47,3 ha
Longueur potentielle de la digue	1,37 km
Volume estimés de la cuvette $V_1 = L_d * S_e * H_e / 2,67$ $V_2 = \frac{1}{3} * S_e * H_e$	$V_1 = 1\ 154\ 494\ m^3$ $V_2 = 473\ 000\ m^3$
Volume moyen potentiel axe 1	813 747 m^3



Figure 17: Vue de l'axe 2 de la digue

Caractéristiques	Valeurs (Google Earth)
Dénivelée maximale plan d'eau H_e	4 m
Longueur maximale du plan d'eau d'eau potentiel L_e	900 m
Côte Plan d'Eau Normal (PEN)	316
Surface du PEN (S_e)	60,7 ha
Longueur potentielle de la digue	1,59 km
Volume estimés de la cuvette $V_1 = L_d * S_e * H_e / 2,67$ $V_2 = \frac{1}{3} * S_e * H_e$	$V_1 = 2\,150\,561 \text{ m}^3$ $V_2 = 809\,012 \text{ m}^3$
Volume moyen potentiel axe 2	$1\,479\,786 \text{ m}^3$

❖ Calcul de la revanche

Le fêche	$f = \frac{2,6 * V}{H * h * 1000}$	$f = \frac{2,6 * 1115984}{3,5 * 0,8 * 1000}$	$f = 0,78 \text{ km}$
La hauteur des vagues	$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{f}$	$h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} * \sqrt{0,78}$	$h = 0,79 \text{ m}$
La vitesse des vagues	$V_v = 1,5 + \frac{2}{3} * h$	$V_v = 1,5 + \frac{2}{3} * 0,79$	$V_v = 2,03 \text{ m/s}$
La revanche	$R = 0,75 * \left(h + \frac{V_v^2}{2g} \right)$	$R = 0,75 * \left(0,79 + \frac{2,03^2}{2 * 9,81} \right)$	$R = 0,92 \text{ m}$

❖ Hauteur de la digue

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)

$H_d = H + h + R$	$H_d = 3,5 + 0,8 + 0,93$	$H_d = 5,18 \text{ m}$
-------------------	--------------------------	------------------------

❖ Niveau des plus hautes eaux

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 :

$PHE = PNE + h$	$PHE = 3,5 + 0,8$	$PHE = 4,3 \text{ m}$
-----------------	-------------------	-----------------------

Nous retiendrons la valeur de comme côte de calage des PHE.

❖ Largeur en crête

Elle est calculée par deux formules : Celle de PREECE et de KNAPPEN.

	Formules	Application numérique	Valeurs
PREECE	$L_c = 1,1 * \sqrt{H_D} + 1$	$L_c = 1,1 * \sqrt{5,3} + 1$	$L_c = 3,53 \text{ m}$
KNAPPEN	$L_c = 1,65 * \sqrt{H_D}$	$L_c = 1,65 * \sqrt{5,3}$	$L_c = 3,80 \text{ m}$

Nous retiendrons une largeur en crête de 4 m.

❖ Calcul de la base L_D

$L_B = L_c + H_B * \left(\frac{1}{\tan \alpha_1} + \frac{1}{\tan \alpha_2} \right)$	$L_D = 4 + 5,3 * (2 + 2,5)$	$L_D = 27,85 \text{ m}$
--	-----------------------------	-------------------------

❖ Détermination des paramètres du drain

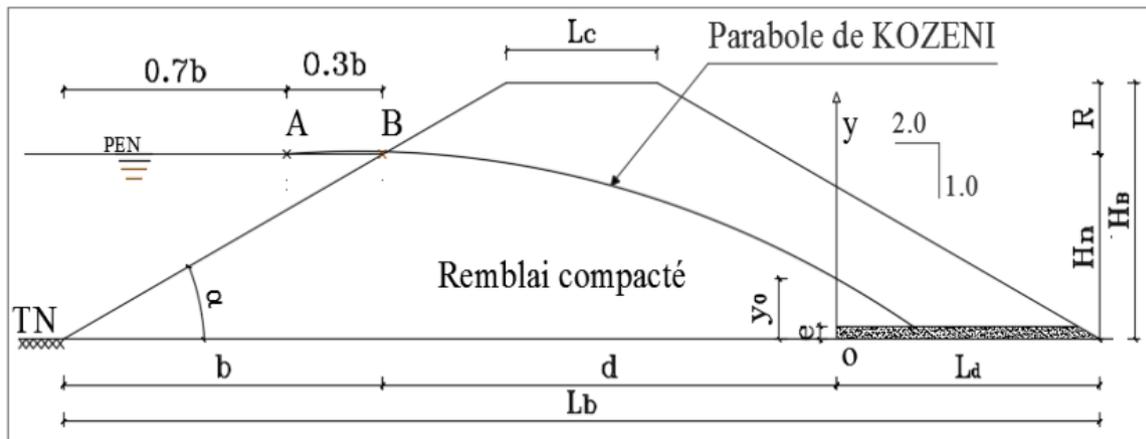


Figure 18: Paramètres servant à calculer les dimensions du drain

Longueur du drain à mettre en place	$\left(\frac{1}{4} \text{ à } \frac{1}{3} \right) l_f$	$L_d = \frac{L_B}{3} = \frac{28}{3}$	$L_d = 10 \text{ m}$
Calcul du paramètre b	$b = \frac{H_r}{\tan \alpha}$	$b = \frac{3,5}{1/2,5}$	$b = 8,75 \text{ m}$
Calcul du paramètre d	$d = L_B - L_d - 0,7 * b$		$d = 12,39 \text{ m}$
Détermination de y_0	$y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$	$y_0 = \sqrt{3,5^2 + 12,39^2} - 12,39$	$y_0 = 0,48$
Equation de fuite	$q = k \left(\sqrt{H^2 + d^2} - d \right)$		$q = 1,24.10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$
Evaluation du débit de fuite	$q = k_r * y_0$		$k_r = 2,55.10^{-8} \text{ m/s}$

Le débit de fuite n'étant pas nul, il est indispensable de mettre un drain afin d'évacuer cette eau qui peut à la longue être nuisible pour la fondation.

❖ Caractéristiques du drain

- Epaisseur du drain

$e_d = 2 * \sqrt{\frac{q * l_d}{k_d}}$	$e_d = 2 * \sqrt{\frac{1,56. 10^{-8} * 10}{10^{-4}}}$	$e_d = 0,08 \text{ m}$
--	---	------------------------

L'épaisseur de drain retenue est de 20 cm.

- Longueur du drain

La longueur du drain est de 10 m.

VII Annexe 7 : Le déversoir et les ouvrages annexes

VII.1.1 Laminage de la crue du projet

❖ Calcul de L_1 sans tenir compte de l'effet de laminage

Formules	Applications numériques	Résultats
$L_1 = \frac{Q_{\max}}{m * h * \sqrt{2 * g * h}}$	$L_1 = \frac{74,41}{0,33 * 0,8 * \sqrt{2 * 9,81 * 0,8}}$	74,42 m
$x_{01} = \frac{m^2 * g * L_1^2 * Q_{\max} * t_m^3}{S^3}$	$x_{01} = \frac{0,33^2 * 9,81 * 62,94^2 * 74,41 * (7,87 * 3600)^3}{851262,17^3}$	14,88
$Q_{\text{emax}} = \beta\% * Q_{\max}$	$Q_{\text{emax}} = 0,79 * 74,41$	58,78 m ³ /s
$L_2 = \frac{Q_{\max}}{m * h * \sqrt{2 * g * h}}$	$L_2 = \frac{58,78}{0,33 * 0,8 * \sqrt{2 * 9,81 * 0,8}}$	36,21 m

❖ Calcul de L_1 tenant compte de l'effet de laminage

Xoi	LogXoi	Coefficient β_i	Débit évacué Q_{ei}	Longueur déversante
14,88	1,17	0,79	58,78	56,21
9,28	0,96	0,75	55,81	53,36
8,37	0,92	0,73	54,32	51,94
7,93	0,89	0,72	53,58	51,23
7,71	0,88	0,72	53,58	51,23
7,71	0,88	0,72	53,58	51,23

VII.1.2 Stabilité du déversoir

Le déversoir n'étant pas posé sur un rocher sain, il est nécessaire de se prémunir contre le risque de renard. Afin de le prévenir, nous avons appliqué dans ce document la règle de LANE en prévoyant des parafoilles qui seront coulés en plain fouille pour assurer un bon contact béton-sol [8] afin d'allonger le cheminement de l'eau. La règle de LANE est exprimée par la formule suivante :

$L_v + \frac{1}{3} * L_h = CH$	L_v : Longueur des cheminements verticaux (m) L_h : Longueur des cheminements horizontaux (m) H : Hauteur d'eau en amont du déversoir (m) C : Coefficient qui dépend de la nature du terrain, il est pris égale à 3 ici (Argile plastique)
--------------------------------	---

❖ Les forces horizontales

Poids de l'eau γ_w	Poids des sédiments	Charge déversante	Hauteur du seuil
11 kN/m ³	15 kN/m ³	0,8 m	3,5 m

Poussée de l'eau	$P_{e1} = \gamma_w * H * h$	$P_{e1} = 11 * 3,5 * 0,8$	$P_{e1} = 30,8 \text{ kN/ml}$
	$P_{e2} = \frac{1}{2} * \gamma_w * H^2$	$P_{e2} = \frac{1}{2} * 11 * 3,5^2$	$P_{e2} = 67,37 \text{ kN/ml}$
Poussée des terres	$P_t = \frac{1}{2} * h_t * \gamma_w$	$P_t = \frac{1}{2} * 1,5 * 15$	$P_t = 5,62 \text{ kN/ml}$

❖ Les forces verticales

Le poids propre	$W_1 = \gamma_b * b_1 * H$	$W_1 = 25 * 0,6 * (3,5 + 1)$	$W_1 = 67,5 \text{ kN/ml}$
	$W_2 = \gamma_b * B * e_{\text{radier}}$	$W_2 = 25 * 6,5 * 0,6$	$W_2 = 97,5 \text{ kN/ml}$
	$W_3 = \frac{1}{2} * n_c * h_c * l_c * e_c$ $= \frac{\quad}{l_{\text{plot}}}$	$W_3 = \frac{1}{2} * 3 * 25 * 4,5 * 4,5 * 0,55$ $= \frac{\quad}{11}$	$W_3 = 41,42 \text{ kN/ml}$

	$W_4 = \gamma_b * h_{becquet} * l_{becquet}$	$W_4 = 24 * 1 * 0,3$	$W_4 = 7,2 \text{ kN/ml}$
	$W_5 = 0,5 * \gamma_b * h_{bec} * l_{2becquet}$	$W_5 = 0,5 * 24 * 1 * 0,2$	$W_5 = 2,4 \text{ kN/ml}$
Les pressions interstitielles amont	$U_{am} = \gamma_w * \left(h + \frac{2}{3}(H - h) \right)$	$U_{am} = 12 * \left(0,8 + \frac{2}{3} * (3,5 - 0,8) \right)$	$U_{am} = 28,6 \text{ kN/m}^2$
Les pressions aval	$U_{av} = \gamma_w * h$	$U_{av} = 12 * 0,8$	$U_{av} = 8,8 \text{ kN/m}^2$
Poussée des terres	$U_1 = U_{av} * B$	$U_1 = 8,8 * (6,5 - 0,6)$	$U_1 = 51,92 \text{ kN/ml}$
	$U_2 = \frac{U_{am} - U_{av}}{2} * B$	$U_2 = \frac{28,6 - 8,8}{2} * 6$	$U_2 = 58,41 \text{ kN/ml}$

❖ Les bras de levier

Bras de levier de W_1	$b_{W_1} = B - \frac{b_1}{2}$	$b_{W_1} = 6,5 - \frac{0,6}{2}$	$b_{W_1} = 6,2 \text{ m}$
Bras de levier de W_2	$b_{W_2} = \frac{B}{2}$	$b_{W_2} = \frac{6,5}{2}$	$b_{W_2} = 3,25 \text{ m}$
Bras de levier de W_3	$b_{W_3} = B - b_1 - \frac{l_c}{3}$	$b_{W_3} = 7 - 0,6 - \frac{4,5}{3}$	$b_{W_3} = 4,4 \text{ m}$
Bras de levier de W_4	$b_{W_4} = \frac{l_{bec}}{2}$	$b_{W_4} = \frac{0,30}{2}$	$b_{W_4} = 0,15 \text{ m}$
Bras de	$b_{W_5} = l_{bec} + \frac{l_{2bec}}{3}$	$b_{W_5} = 0,3 - \frac{0,2}{3}$	$b_{W_5} = 0,37 \text{ m}$

levier de W ₄			
Bras de levier de U ₁	$b_{U_1} = \frac{B - 2 * l_{paraf}}{2}$	$b_{U_1} = \frac{6,5 - 2 * 0,6}{2}$	$b_{U_1} = 3,25 \text{ m}$
Bras de levier de U ₂	$b_{U_2} = \frac{(B - 2 * l_{paraf})}{3} + l_{paraf}$	$b_{U_2} = \frac{(6,5 - 2 * 0,6)}{3} + 0,5$	$b_{U_2} = 4,16 \text{ m}$
Bras de levier de E ₁	$b_{e_1} = \frac{H}{2} + D$	$b_{e_1} = \frac{3,5}{2} + 1,6$	$b_{e_1} = 3,35 \text{ m}$
Bras de levier de E ₂	$b_{e_2} = \frac{H}{3} + D$	$b_{e_2} = \frac{3,5}{3} + 1,6$	$b_{e_3} = 2,76 \text{ m}$
Bras de levier de P _t	$b_{P_t} = \frac{h_s}{3} + D$	$b_{P_t} = \frac{1,5}{3} + 1,6$	$b_{P_t} = 2,1 \text{ m}$

Forces	Forces verticales	Forces horizontales	Bras de levier	Moments stabilisants	Moments renversants	Bras de levier par rapport à D	Moments par rapport à D
Pression hydrostatique							
PE1		30,8	3,35		103,18	3,35	103,18
PE2		67,375	2,77		186,40	2,77	186,40
Pt		5,625	2,1		11,8125	2,1	11,81
Poids du barrage							
W1	67,5		6,2	418,5		2,95	199,12
W2	97,5		3,25	316,87		0	0
W3	37,97		4,4	167,06		1,15	43,66
W4	2,4		0,37	0,88		2,88	6,92
W5	7,2		0,15	1,08		3,1	22,32
Sous pression							
e1	51,92		3,25	-168,74		0	0
e2	58,41		4,23	-247,27		0,98	57,43
Somme	102,23	103,8		488,39	301,40		86,80

Le coefficient de renversement

$$F_r = \frac{520,22}{301,40} = 1,62 > 1,5$$

Le coefficient de glissement

$$\frac{(W - U) * \tan \varphi + C * S}{P_e + P_t} = \frac{(212,57 - 110,33) * 0,65 + 28,35 * 4,5}{98,18 + 5,62} = 1,87 > 1,2$$

Les conditions externes sont donc vérifiées.

❖ Calcul de l'excentricité

L'excentricité est calculée par la formule suivante :

$$e = \frac{M/D}{N}$$

Bras de levier de W_1	$b_{W_1} = \frac{B}{2} - \frac{b_1}{2}$	$b_{W_1} = \frac{6,5}{2} - \frac{0,6}{2}$	$b_{W_1} = 3,35 \text{ m}$
Bras de levier de W_2			$b_{W_2} = 0 \text{ m}$
Bras de levier de W_3	$b_{W_3} = \frac{B}{2} - b_1 + \frac{1}{3} * l_c$		$b_{W_3} = 1,15 \text{ m}$
Bras de levier de W_4	$b_{W_5} = \frac{B}{2} - \frac{l_{bec}}{2}$	$b_{W_5} = \frac{6,5}{2} - \frac{0,30}{2}$	$b_{W_5} = 3,1 \text{ m}$
Bras de levier de W_4	$b_{W_5} = \frac{B}{2} - l_{bec} - \frac{l_{2bec}}{3}$	$b_{W_5} = \frac{3}{2} - 0,3 - \frac{0,3}{2}$	$b_{W_5} = 2,28 \text{ m}$
Bras de levier de U_1			$b_{U_1} = 0$
Bras de levier de U_2	$b_{U_2} = \frac{2}{3} * (B - 2 * l_{paraf}) - \frac{B - 2 * l_{paraf}}{2}$		$b_{U_2} = 0,98 \text{ m}$
Bras de levier de E_1	$b_{e_1} = \frac{H}{2} + D$	$b_{e_1} = \frac{3,5}{2} + 1,6$	$b_{e_1} = 3,35 \text{ m}$
Bras de levier de E_2	$b_{e_2} = \frac{H}{3} + D$	$b_{e_2} = \frac{3,5}{3} + 1,6$	$b_{e_2} = 2,76 \text{ m}$
Bras de levier de P_t	$b_{P_t} = \frac{h_s}{3} + D$	$b_{P_t} = \frac{1,5}{3} + 1,6$	$b_{P_t} = 2,1 \text{ m}$

Les bras de levier ainsi calculé, la sommes des moments des actions par rapport au point D est égale à 86,80 kN.m/ml. Ainsi :

$$e = \frac{86,80}{102,24} = 0,85 < \frac{b}{6} = 1,08 \text{ m}$$

La non fissuration se voit ainsi vérifiée.

❖ Stabilité au poinçonnement

Contrainte normale maximum	$N = W - U$	$N = 212,54 - 102,85$	$N = 109,72 \text{ KN/ml}$
	$\delta_{\max} = \frac{N}{B} * \left(1 - \frac{6 * e}{B}\right)$	Equation choisie car $0 < e < \frac{B}{6}$	$\delta_{\max} = 28,13 \text{ kPa}$
Contrainte admissible du sol	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} * \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$	$\varphi = 13,15^\circ$	$N_q = 3,31$
	$N_y = 2 * \tan \varphi * (N_q - 1)$		$N_y = 1,08$
	$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi}$		$N_c = 9,89$
	$q_{\text{adm}} = \frac{1}{2} * \gamma * B * N_y + C * N_c + \gamma * D * N_q$	$\gamma = 19,39 \text{ kN/m}^3$	$q_{\text{adm}} = 451 \text{ kPa}$

VII.1.3 Calcul béton armé du déversoir

❖ Le voile

Considéré comme une poutre continue qui repose sur 3 appuis (les contreforts) et reprenant les charges des terres dans la première bande et les charges de l'eau et des dépôts solides sur le reste de la hauteur, le voile a été calculé à l'état limite de service de la manière détaillée dans le tableau suivant. On décompose le voile en bandes horizontales de 1 m de hauteur en partant du bas. Chaque bande est considérée comme une poutre continue horizontale prenant appui sur les contreforts et supportant une charge linéaire uniforme égale à pression régnant à la base de la bande considérée (multipliée par 1 mètre) [10].

- Calcul des charges reçues dans les différentes bandes

Première bande	$P_t = k_a * \gamma * \frac{H^2}{2} - 2 * C * H * \sqrt{k_a}$ $p = P_t * 1$	$P_1 = -31,84 \text{ kN/ml}$
----------------	--	------------------------------

Deuxième bande	$P_2 = \rho_{\text{eau}} * H * b + P_{d.\text{solides}}$	$P_1 = 11 * 3,5 * 1 + 5,62$	$P_2 = 47,30 \text{ kN/ml}$
Troisième bande	$P_3 = \rho_{\text{eau}} * (H - 1) * b + P_{d.\text{solides}}$		$P_3 = 36,30 \text{ kN/ml}$
Quatrième bande	$P_4 = \rho_{\text{eau}} * (H - 2) * b + P_{d.\text{solides}}$		$P_4 = 27,30 \text{ kN/ml}$

Nous remarquons que la poussée des terres dans la première bande est négative donc active. Nous ne la prendrons donc pas en compte dans la suite des calculs. Tout compte fait, les armatures calculées pour la deuxième tranche seront mises dans la première par mesure de sécurité. Les moments ont été déterminés avec les formules données dans [7] en fonctions des charges et du nombre d'appuis. En considérant la deuxième bande, les calculs se font comme dans le tableau ci-après :

Le moment en travée	$M_t = \frac{9pl^2}{128}$	$M_t = \frac{9 * 47,30 * 5,2^2}{128}$	$M_t = 100,32 \text{ kN.m}$
Le moment sur appuis	$M_a = \frac{pl^2}{8}$	$M_a = \frac{47,30 * 5,2^2}{8}$	$M_a = 178,89 \text{ kN.m}$
La contrainte limite dans le béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c28}$	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 25$	$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$
La contrainte limite dans l'acier	$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0,5f_e; 110\sqrt{nf_{t28}}) \right\}$	$f_e = 400 \text{ MPa}$ $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$ $n = 1,6$	$\bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa}$
	$\bar{y}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc} * d}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$	$\bar{y}_{ser} = \frac{15 * 15 * 0,9 * 0,6}{15 * 15 * 201,63}$	$\bar{y}_{ser} = 0,28 \text{ m}$
	$\bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{y}_{ser}}{3}$	$\bar{z}_{ser} = 0,9 * 0,6 - \frac{0,28}{3}$	$\bar{z}_{ser} = 0,45 \text{ m}$

Le moment résistant	$\overline{M}_{serb} = \frac{1}{2} * b * \overline{y}_{ser} * \overline{z}_{ser} * \overline{\sigma}_{bc}$	$\overline{M}_{ser} =$	$\overline{M}_{ser} = 950 \text{ kN.m}$
La section d'acier sur en travée	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\overline{z}_{ser} * \overline{\sigma}_{st}}$	$A_{st} = \frac{100,32}{0,45 * 201,63 * 1000}$	$A_{st} = 11,21 \text{ cm}^2$
La section d'acier sur en travée	$M_{ser} = 178,89 \text{ kN.m}$		$A_{st} = 19,93 \text{ cm}^2$
Section d'acier des armatures transversales	$A_{str} = \frac{1}{4} * A_{st}$		$A_{str} = 2,80 \text{ cm}^2$
La condition de non fragilité	$A_{stmin} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{Fe}$	$A_{stmin} = 0.23 * 1 * 0,9 * 0,6 * \frac{2,1}{201,63}$	$A_{stmin} = 6,52 \text{ cm}^2$

Du moment où une section d'acier est inférieure à la section minimale d'acier calculée avec la condition de non fragilité, cette section est remplacée par celle minimale. La même procédure de calcul est reconduite pour les autres bandes.

❖ Les contreforts

Ils sont calculés comme des consoles de hauteur variable et la section considérée pour les calculs est la section à l'encastrement (dans le radier). Ils reprennent les charges de l'eau et des dépôts solides sous forme de charges triangulaires linéaires ; ils reprennent également la poussée des terres. La procédure de calcul est la même que celle des voiles (ELS, FP). Ici, nous calculerons juste les charges transmises par le voile, les moments, et aciers transversaux

❖ Contreforts en travée

- Armatures principales

Contrefort en rive	$P_{e1} = \gamma_e * H * L_C + P_{terres} * L_C$	$P_{e1} = 11 * 3,5 * 5,2 + 5,62 * 5,2$	$P_e = 275,21 \text{ kN/ml}$
--------------------	--	--	------------------------------

	$P_{e1} = \gamma_e * h * L_C$	$P_{e2} = 11 * 0,8 * 5,2$	$P_{e2} = 45,76 \text{ kN/ml}$
	$M_{ser} = \frac{1}{2} * P_{e2} * H * \left[\frac{H}{3} + 1 \right] + (P_{e1} - P_{e2}) * H * \left[\frac{H}{2} + 1 \right]$		$M_{ser} = 1310 \text{ kN/ml}$
	$\bar{y}_{ser} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc} * d}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$	$d = 0,9 * 4,5 = 4,05 \text{ m}$	$\bar{y}_{ser} = 2,14 \text{ m}$
	$\bar{z}_{ser} = d - \frac{\bar{y}_{ser}}{3}$	$\bar{z}_{ser} = 4,05 - \frac{2,14}{3}$	$\bar{z}_{ser} = 1,17 \text{ m}$
	$\bar{M}_{serb} = \frac{1}{2} * b * \bar{y}_{ser} * \bar{z}_{ser} * \bar{\sigma}_{bc}$		$\bar{M}_{ser} = 32\,084 \text{ kN.m}$
Aciers principaux	$A_{st} = \frac{M_{ser}}{\bar{z}_{ser} * \bar{\sigma}_{st}}$	$A_{st} = \frac{2822,10 * 10^4}{1,17 * 201,63 * 10^3}$	$A_{st} = 56 \text{ cm}^2$

- Armatures transversaux

Effort tranchant maximale	$V_u = P_{e2} * H + \frac{(P_{e1} - P_{e2}) * H}{2}$		$V_u = 561,70 \text{ kN}$
Contrainte tangente conventionnelle	$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$	$\tau_u = \frac{561,70}{0,55 * 0,9 * 4,5}$	$\tau_u = 252,16 \text{ kPa}$
Contrainte admissible	$\tau_{ul} = 2,5 \text{ Mpa}$		Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$ En FP
Choix d'une section	$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \frac{\varphi_1}{3}\right)$	$\varphi_t \leq \min\left(\frac{4500}{35}; \frac{550}{10}; \frac{20}{3}\right)$	$\varphi_t = 8 \text{ mm}$

Calcul de l'écartement initial	$s_{t0} = \frac{0,9 * f_{su} * A_t}{(\tau_u - 0,3 * f_{tj}) * b}$	$s_{t0} = \frac{0,9 * \frac{400 * 10^3}{1,15} * 1,01 * 10^{-4}}{(-0,3 * 2,1 * 10^{-3}) * 0,55}$	$s_{t0} = -0,13 \text{ cm}$
Vérification 1	$\frac{A_t * f_e}{b * s_t} \geq 0,4 \text{ Mpa}$	$s_t \geq \frac{1,01 * 10^{-4} * 400}{0,55 * 400}$	$s_t \geq 0,17 \text{ cm}$
Vérification 2	$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$		$s_t \leq 40 \text{ cm}$

L'espacement retenu pour les armatures transversales est de 25 cm.

❖ Contrefort en rive

La même procédure est reprise pour les contreforts de rive avec où la longueur considérée est la moitié de l'entraxe des contreforts qui est de 2,6 m. Pour les armatures principales, le section d'acier est de 28 cm².

❖ Le radier

Pour le radier, deux cas se présentent : le cas où il n'y a pas d'eau et le cas où il y en a. Nous calculerons les moments dans les deux cas et le plus grand servira pour le dimensionnement. L'épaisseur du radier est de 0,6 m et il sera calculé par mètre linéaire.

L'excentricité	$e_B = \frac{\sum M_{/B}}{F_{verticales}}$	$e_B = \frac{520,22}{109,72}$	$e_B = 4,74 \text{ m}$
La contrainte de référence $e > \frac{B}{3}$	$\sigma_{ref} = \frac{5F_v}{2B} \left[1 - 1,2 \frac{e_B}{B} \right]$	$\sigma_{ref} = \frac{5 * 109,72}{2 * 6,5} * \left[1 - 1,2 * \frac{4,74}{6,5} \right]$	$\sigma_{ref} = 5,25 \text{ kPa}$
Le moment	$M_1 = \frac{\sigma_{ref} * 2e_B * (B - e_B)}{2}$	$M_1 = \frac{5,25 * 4,74 * (6,5 - 4,74)}{2}$	$M_1 = 76,45 \text{ kN.m}$

En supposant que la hauteur l'eau lorsqu'il y en aura sur le radier sera en moyenne égale à 1m, on obtient alors une pression de 11 kN/m² obtenue en multipliant le poids volumique par le tirant d'eau.

Le moment de l'eau		$M_2 = \frac{11 * (6,5 - 0,6)^2}{2}$	$M_2 = 191,45 \text{ kN.m}$
Le moment de dimensionnement	$M_{\text{ser}} = M_2 - M_1$	$M_{\text{ser}} = 287,18 - 76,45$	$M_{\text{ser}} = 115 \text{ kN.m}$
	$\bar{y}_{\text{ser}} = \frac{n\bar{\sigma}_{bc} * d}{n\bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}}$	$d = 0,9 * 0,6 = 0,54 \text{ m}$	$\bar{y}_{\text{ser}} = 0,28 \text{ m}$
	$\bar{z}_{\text{ser}} = d - \frac{\bar{y}_{\text{ser}}}{3}$		$\bar{z}_{\text{ser}} = 0,44 \text{ m}$
Le moment limite	$\bar{M}_{\text{serb}} = \frac{1}{2} * b * \bar{y}_{\text{ser}} * \bar{z}_{\text{ser}} * \bar{\sigma}_{bc}$	$b = 1 \text{ m}$	$\bar{M}_{\text{ser}} = 950,63 \text{ kN.m}$
Aciers principaux	$A_{\text{st}} = \frac{M_{\text{ser}}}{\bar{z}_{\text{ser}} * \bar{\sigma}_{st}}$	$A_{\text{st}} = \frac{115 * 10^4}{0,44 * 201,63}$	$A_{\text{st}} = 12,81 \text{ cm}^2$
Aciers de répartition	$A_r = \frac{A_{\text{st}}}{4}$		$A_{\text{st}} = 3,20 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$A_{\text{stmin}} = 0,23 * b * d * \frac{f_{t28}}{F_e}$	$A_{\text{stmin}} = 0,23 * 1 * 0,9 * 0,6 * \frac{2,1}{400} * 10^4$	$A_{\text{stmin}} = 6,52 \text{ cm}^2$

VII.1.4 Bassin de dissipation

❖ Détermination de l'enfoncement D du bassin de dissipation

On assimile le chenal situé après le bassin de dissipation à un canal de Bresse (Largeur du chenal infini). Le débit unitaire dans le chenal est $q = \frac{Q_0}{l}$ avec Q_0 le débit de crue et l la largeur du bassin de dissipation.

Grâce aux travaux de GRESILLON et LAHAYE, nous pouvons déterminer l'enfoncement D en fonction du tirant y_n/H_0 et de la lame d'eau au-dessus du seuil h/H_0 .

Sur l'abaque (techniques des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale page 128) on lit la valeur de **D/H0** qui me renseigne sur la valeur de l'encaissement D du bassin de dissipation.

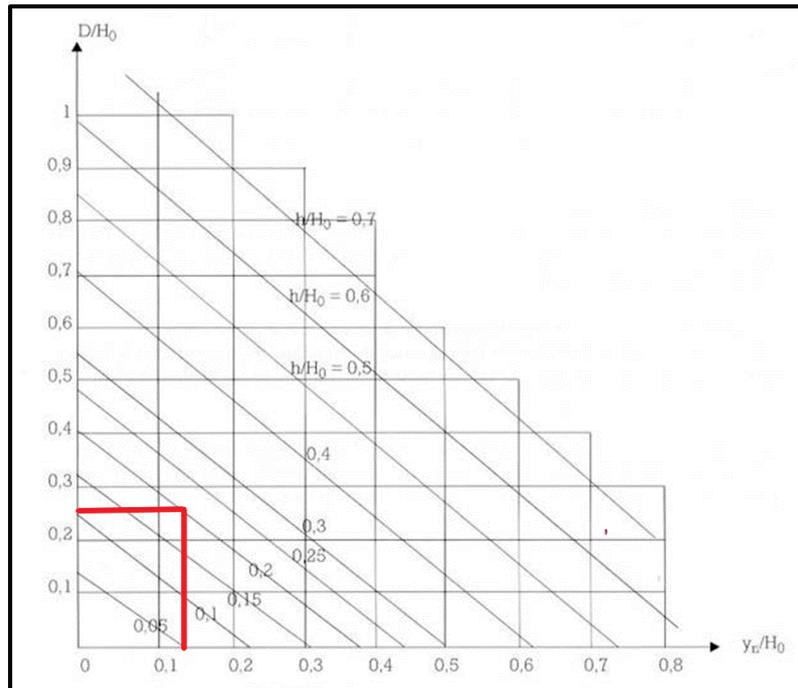


Figure 19: Abaque de détermination de l'enfoncement D du bassin de dissipation

q (m ³ /s/ml)	yn(m)	H ₀ (m)	h(m)	yn/H ₀	h/H ₀	D/H ₀	D(m)
1,04	0,5	3,5	0,8	0,125	0,20	0,25	1

❖ Caractéristiques d'entrée du ressaut

Le débit unitaire au-dessus du seuil	$q = \frac{Q_0}{l}$	$q = \frac{47}{45}$	$q = 1,04 \text{ m}^3/\text{s/ml}$
La ligne d'eau	$H_e = D + H_0$	$H_e = 4 + 1$	$H_e = 5 \text{ m}$
La profondeur d'entrée de l'eau dans le bassin	$y_1(m) = \frac{V}{q}$		$y_1 = 0,15 \text{ m}$
La vitesse à l'entrée du bassin	$V = \sqrt{2g \left[0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - Y_1 \right]}$	Par itération	$V = 10 \text{ m/s}$
Le nombre de Froude	$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * y_1}}$	$F_r = \frac{10}{\sqrt{9,81 * 0,10}}$	$F_r = 9,87$

Caractéristiques à la sortie	$y_2 = \frac{y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * F_{r1}^2} - 1 \right)$	$y_2 = \frac{0,20}{2} \left(\sqrt{1 + 8 * 7,13^2} - 1 \right)$	$y_2 = 1,40 \text{ m}$
------------------------------	--	---	------------------------

La condition pour que le ressaut reste dans le bassin de dissipation : $y_2 \leq y_n + D = 0,6 + 1 = 1,60m$

La condition est vérifiée

❖ Choix du bassin de dissipation et ses caractéristiques

$$F_{r1} = 9,87 > 4,5$$

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.

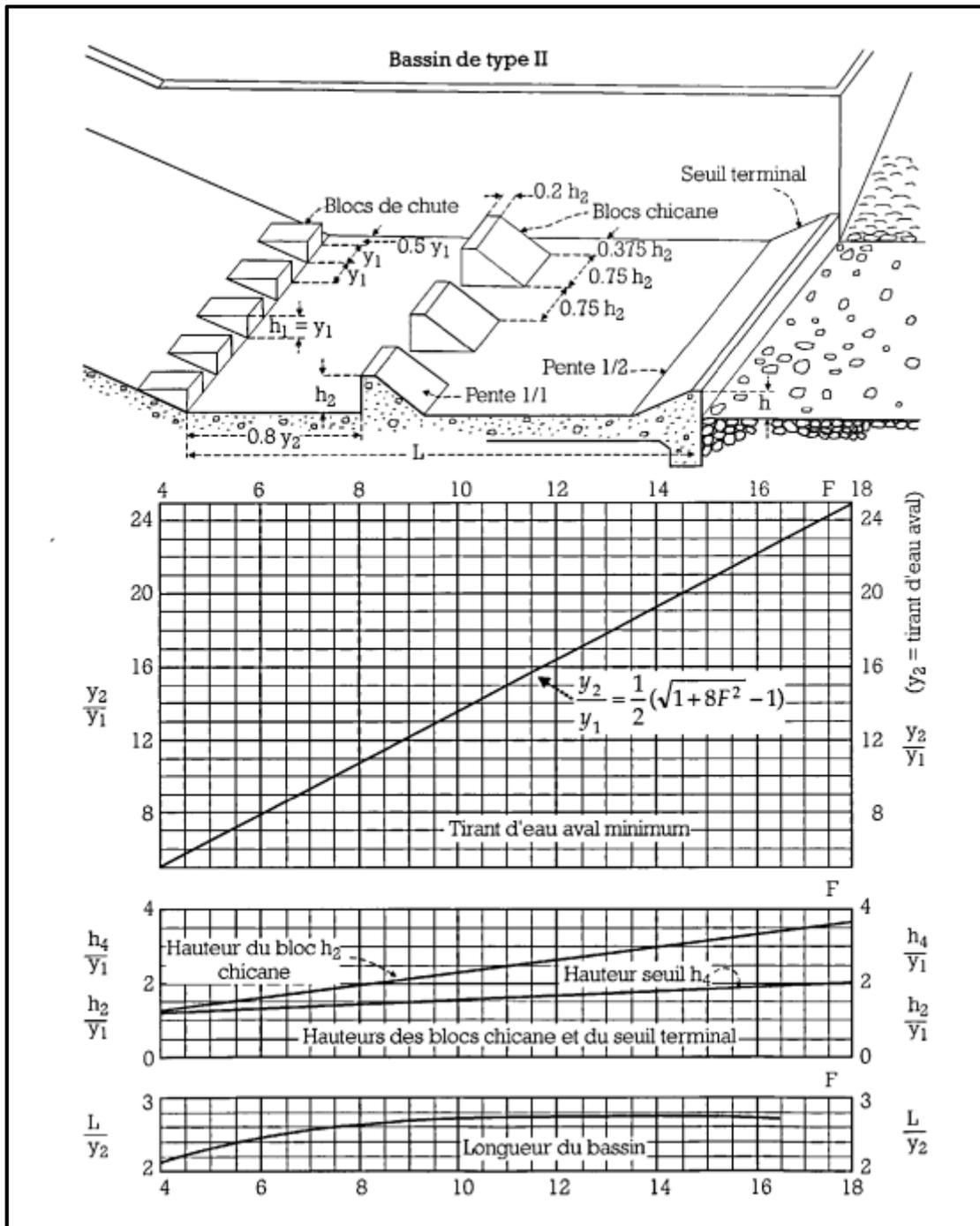


Figure 20: Abaque de dimensionnement du bassin de type II

La largeur du bassin :

$$\frac{L}{y_2} = 2,7 \rightarrow L = 2,7 * y_2 = 2,7 * 1,54$$

$$L = 3,80 \text{ m}$$

La largeur retenue du bassin de dissipation est de 4 m.

❖ Les blocs de chute

y_1 (m)	Hauteur (m)	Largeur en base (m)	Espacement à l'extrémité (m)	Espacement (m)
0,15	0,15	0,15	0,075	0,15

❖ Les blocs chicanes

Hauteur	$\frac{h_2}{y_1} = 2,1$	$h_2 = 2,1 * 0,15$	0,25 m
Largeur en base	$0,75 * h_2$	$0,75 * 0,25$	0,20 m
Largeur en crête	$0,2 * h_2$	$0,2 * 0,25$	0,05 m
Espacement	$0,75 * h_2$	$0,75 * 0,25$	0,20 m
Distance bloc de chute – bloc chicane	$0,80 * y_2$	$0,80 * 1,54$	1,20 m

❖ Seuil terminal

La hauteur du seuil terminal :

$$\frac{h_4}{y_1} = 1,5 \rightarrow h_{seuil} = 1,5 * 0,15 = 0,25 \text{ m}$$

VII.1.5 Chenal d'évacuation

❖ Détermination du tirant d'eau dans le chenal

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

$$Q = K_s * \sqrt{I} * \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}}$$

Q(m ³ /s)	K_s	B	I(%)
57,52	70	55 m	0,2

Une itération a permis de trouver la valeur du tirant d'eau.

Y_n	Tirant d'eau calculé
0,1	1,6
0,2	1,0
0,3	0,8

Y _n	Tirant d'eau calculé
0,4	0,6
0,5	0,5
0,6	0,5
0,7	0,4
0,8	0,4
0,9	0,4
1	0,4

❖ Détermination de la profondeur totale

La revanche est déterminée par la formule de Lacet ci-après :

$R = 0,2 + 0,15 * Q^{1/3}$	$R = 0,2 + 0,15 * 57,52^{1/3}$	$R = 0,78 \text{ m}$
----------------------------	--------------------------------	----------------------

Où la vitesse est égale à :

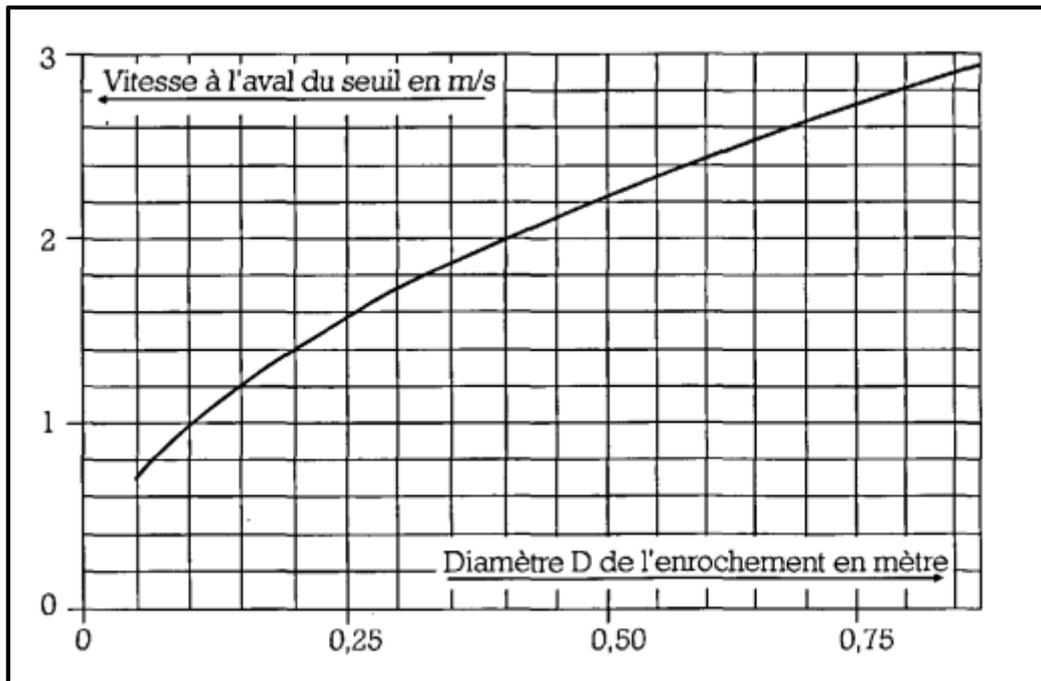
$V = \frac{Q}{S_{\text{mouillée}}}$ $S_{\text{mouillée}} = Y_n * l$	$V = \frac{57,52}{55 * 0,5}$	$V = 2,09 \text{ m/s}$
---	------------------------------	------------------------

La profondeur totale calculée est égale à la somme de la profondeur du tirant d'eau et de la revanche. Elle est égale à 1,28 m. Nous avons retenu une profondeur totale de 1,5 m.

❖ Protection du chenal

Le bassin ne permet en fait la dissipation que d'environ 75 % de l'énergie de l'eau. Il est donc nécessaire de revêtir l'aval avec des enrochements et/ou des gabions sur une certaine distance. Pour une protection en enrochements, nous recommandons la méthode de dimensionnement proposé par SOGREAH [14], mise au point sur modèle réduit avec des conditions relativement sévères.

- On détermine d'abord la vitesse V_e de début d'entraînement des matériaux du lit en aval du bassin : pour les sols argileux, V_e varie de 0,80 à 1,20 m/s [8]; elle est égale à **0,8 m/s** dans notre cas en divisant le débit spécifique par le tirant d'eau à l'aval du bassin (égal au tirant d'eau dans le chenal)
- On détermine le diamètre minimum des enrochements nécessaires, à l'aide de l'abaque suivant :



Le diamètre minimal est donc égal à 0,07 m dans notre cas.

- On calcule l'épaisseur de la couche d'encrochement comme étant égale à au moins trois fois le diamètre. On retient donc une épaisseur de 0,25 m pour l'encrochement.
- La longueur protégée sera égale au minimum à deux fois celle du bassin. La longueur du bassin de dissipation étant de 4 m, nous retenons une longueur de 10 m pour les encrochements.

VII.1.6 Ouvrage de prise et de vidange

❖ Calcul du débit d'équipement du périmètre

Paramètres	Formules	Unité	Résultats
Besoins bruts du mois de pointe		mm	276,16
Nombre d'heures d'irrigation par jour		heures	10
Surface à irriguer		ha	9
Volume d'eau prélevé par jour	$V = 10 * A * D_b$	m ³	1036
Débit d'équipement	$Q = \frac{V}{T}$	m ³ /s	0,03

La prise doit être à mesure de fournir au minimum un débit de **30 l/s** (0,03 m³/s) pour la satisfaction des besoins agricoles du périmètre.

❖ Calcul du diamètre de la prise

Paramètres	Formules	Unités	Résultats
Débit total du système		m ³ /s	0,03
Coefficient de débit			0,6
Côte en fin d'exploitation		m	313,45
Côte de la prise d'eau		m	313,20
Variation minimale		m	313,25
Diamètre de la conduite	$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi C \sqrt{2gh}}}$	mm	0,19

Etant donné que la même conduite devra jouer le rôle de vidange en cas de besoin, il est nécessaire de tenir compte du temps de vidange en fonction du débit évacué dans le choix final.

❖ Simulation de la vidange de la retenue

La côte de calage de prise/vidange, la retenue ne se vide pas entièrement. Le volume évacué correspond donc à la différence de volume entre la côte du plan d'eau normal et celle de calage de la prise/vidange.

Volume évacué	Nombre de jours	Débit Q	Hauteur	Coefficient de débit	Diamètre
Volume PEN	Fixé	$Q = \frac{V}{j * 24 * 3600}$	H		$D = \sqrt{\frac{4Q}{\mu\pi * \sqrt{2gh}}}$
935984,11	20	0,54	1,8	0,6	0,439
	25	0,43			0,393
	30	0,36			0,359
	35	0,31			0,332
	40	0,27			0,311
	45	0,24			0,293
	50	0,22			0,278

Volume évacué	Nombre de jours	Débit Q	Hauteur	Coefficient de débit	Diamètre
	55	0,20			0,265
	62	0,17			0,250
	65	0,16			0,244
	70	0,15			0,235

A l'issu de la simulation, nous retenons une conduite de prise/vidange de diamètre nominal 250 mm (DN250) pour un temps de vidange estimé à 62 jours avec un débit maximal évacué de 0,16 m³/s.

❖ Dimensionnement du bac de réception

Paramètre	Expression	Valeur
Largeur	Lecture sur le graphique	1,2 m
Longueur	$L = \left(\frac{4}{3}\right) * l$	1,6 m
Hauteur h1	$h_1 = \frac{1}{2}$	0,6 m
Hauteur h2	$h_2 = \frac{3}{4} * l$	0,9 m
Couverture C	$C = \frac{1}{2}$	0,6 m

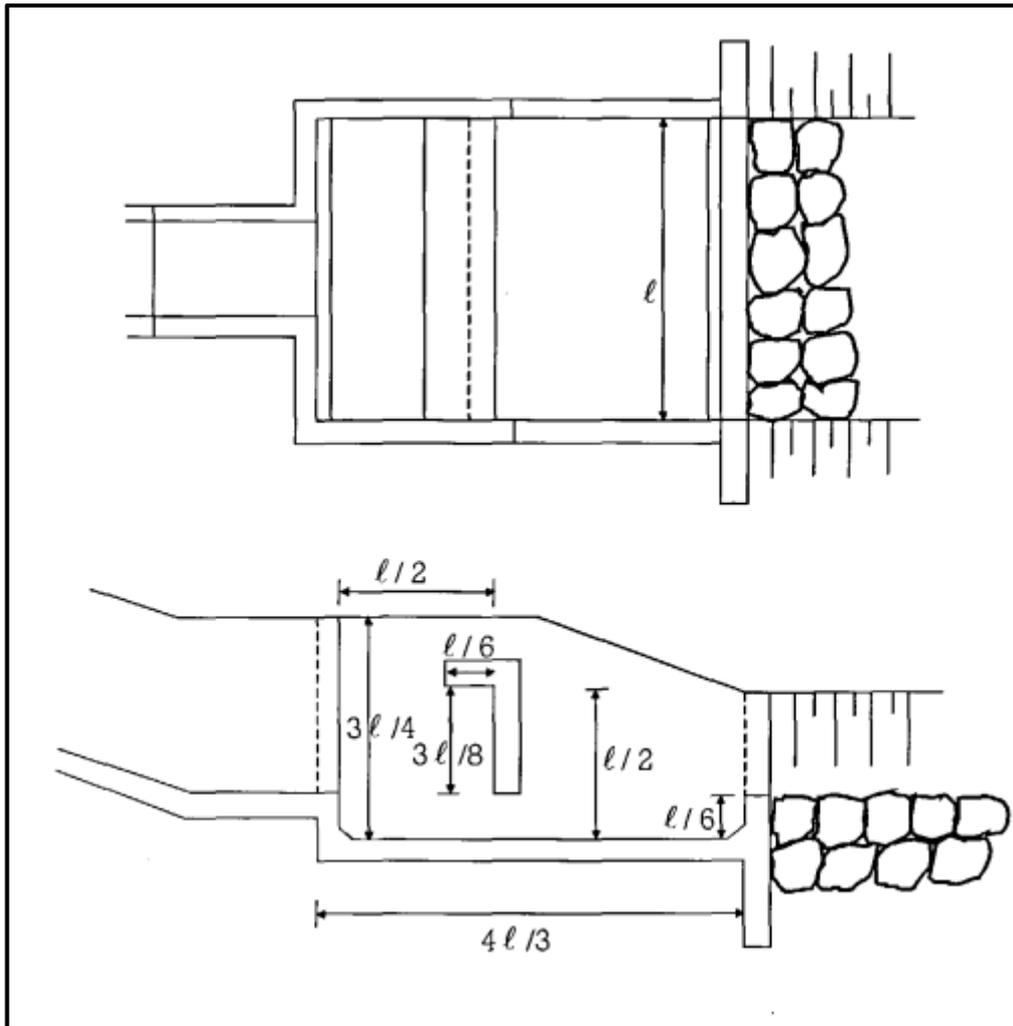


Figure 21: Abaque pour la détermination des dimensions du bac de réception, Source : COMPAORE 1996

VII.1.7 Mur bajoyer

❖ Pré-dimensionnement

Le dimensionnement d'un mur de soutènement et les vérifications à effectuer demandent, s'ils sont faits « au hasard », une succession de calculs longs et itératifs [10]. Afin d'arriver de la façon la plus rapide aux résultats convenables, nous avons pré-dimensionné l'ouvrage à étudier.

❖ Stabilité au glissement

La composante horizontale de la poussée des terres tend à provoquer le glissement suivant la base du mur si l'on néglige la butée, seule la force s'opposant au glissement est la résistance au cisaillement mobilisable sous la base de la semelle.

$F_G = \frac{C * B + \sum F_c + W * \tan \phi}{\sum F_H} \geq 1,5$	<p>F_G : Coefficient de sécurité au glissement</p> <p>W : Poids propre de l'ouvrage (kN/ml)</p> <p>F_c : Poids du remblai sur la semelle (kN/ml)</p> <p>P : Poussée sur le mur et le talon (kN/ml)</p> <p>F_H : Forces horizontales (kN/ml)</p> <p>C : La cohésion du sol de fondation (kPa)</p> <p>Φ : Angle de frottement du sol d'assise</p>
--	---

❖ Stabilité au renversement

La poussée totale sur le parement due à la poussée des terres et aux surcharges tend à faire basculer le mur par rotation autour du point A. Le poids du mur et de la terre au-dessus du talon tendent à s'opposer à cette rotation. La condition de sécurité vis à vis du renversement s'écrit :

$F_R = \frac{\sum M_{\text{stabilisantes}}}{\sum M_{\text{renversantes}}} \geq 1,5$	<p>F_R: Coefficient de sécurité au renversement</p>
---	--

Où les forces stabilisatrices sont les poids du mur et du sol et la poussée verticale et les forces renversantes sont la poussée horizontale et les surcharges.

❖ Stabilité du sol de fondation

Il s'agit ici d'un calcul classique de fondation superficielle de type semelle continue soumis à une charge inclinée. On vérifie si l'excentricité est inférieure au quart de la largeur de la semelle.

$e = \frac{B}{2} - d$ $d = \frac{M_s - M_r}{N}$	<p>N : Somme des forces verticales (kN/ml)</p> <p>B : Largeur de la semelle (m)</p> <p>M_s : Moment des forces stabilisatrices (kN.m/ml)</p> <p>M_r : Moment des forces renversantes (kN.m/ml)</p>
---	--

❖ Stabilité de la stabilité d'ensemble

Cette vérification concerne la stabilité de l'ensemble mur et sol le long d'une surface de rupture potentielle.

Désignation	Forces verticales	Forces horizontales	Bras de levier	Moments stabilisants Ms	Moments renversants Mr
Poids du sol					
Wsol	237,96		2,55	606,79	
Poids de la surcharge					
q		15,86	3,75		59,47
Poids du mur					
Pm1	52,5		1,75	31,88	
Pm2	45,67		1,44	65,54	
Pm3	22,87		1,18	26,93	
Poussée des terres					
Pa		125,64	2,1		263,85
Somme	358,97	141,50		492,38	323,32

❖ Calcul de stabilité

Efforts stabilisants			
Poids de la semelle	$P_s = \gamma_b * h_s * B$	$P_s = 25 * 0,6 * 3,5$	$P_s = 52,5 \text{ kN/ml}$
Poids du voile	$P_v = \gamma_b * \left[h * e_1 + \frac{h * e_1}{2} \right]$	$P_v = 25 * \left[6,3 * 0,30 + \frac{5,3 * 0,30}{2} \right]$	$P_v = 68,55 \text{ kN/ml}$
Poids du remblai	$P_r = \gamma * l_{\text{patin}} * h$	$P_r = 20 * 1,9 * 6,3$	$P_r = 237,96 \text{ kN/ml}$
Bras de levier de la semelle	$d_s = \frac{B}{2}$	$d_s = \frac{3,5}{2}$	$d_s = 1,75 \text{ m}$
Bras de levier du voile	$d_{v_1} = L_{\text{talon}} + e_1 + \frac{e_1}{2}$	$d_{v_1} = 1 + 0,3 + \frac{0,3}{2}$	$d_{v_1} = 1,45 \text{ m}$
	$d_{v_2} = L_{\text{talon}} + \frac{2 * e_1}{3}$	$d_{v_2} = 1 + \frac{2 * 0,3}{3}$	$d_{v_2} = 1,2 \text{ m}$
Bras de levier du remblai	$d_r = L_{\text{talon}} + e_2 + \frac{l_{\text{patin}}}{2}$	$d_r = 1 + 0,60 + \frac{1,9}{2}$	$d_r = 2,55 \text{ m}$
Efforts renversants			
Poussée des terres	$P_t = k_a * \gamma * \frac{H^2}{2} - 2 * C * H * \sqrt{k_a}$	$P_t = 0,63 * 20 * \frac{6,3^2}{2} - 2 * 38,2 * 6,3 * \sqrt{0,63}$	$P_t = 18,21 \text{ kN/ml}$

Etude technique de construction du barrage de Léosgotenga, dans la commune de Gounghin, Région du Centre – Est, Burkina Faso

Surcharge	$Q = k_a * q * h$	$Q = 0,63 * 4 * 6,3$	$Q = 15,86 \text{ kN/ml}$
Bras de levier de P_T	$d_{p_t} = \frac{1}{3} * h$	$d_{p_t} = \frac{1}{3} * 6,3$	$d_{p_t} = 2,1 \text{ m}$
Bras de levier de la surcharge	$d_q = h_s + \frac{h}{2}$	$d_q = 0,6 + \frac{6,3}{2}$	$d_q = 3,75 \text{ m}$
Stabilité au renversement			
Moments stabilisants	$M_s = \sum F_s * d$		$M_s = 791,13 \text{ kN.m/ml}$
Moments renversants	$M_r = \sum F_r * d$		$M_r = 323,32 \text{ kN.m/ml}$
Coefficient	$F = \frac{M_s}{M_r}$		$F = 2,45 > 1,5$
Stabilité au glissement			
Cohésion			$C = 28,34 \text{ kPa}$
Coefficient			$F = 1,7 > 1,5$
Stabilité su sol de fondation			
Paramètre d	$d = \frac{M_s - M_r}{\sum F_{verticales}}$	$d = \frac{791,14 - 323,32}{358,97}$	$d = 1,30 \text{ m}$
Excentricité	$ e = \left \frac{B}{2} - d \right $	$e = \frac{3,5}{2} - 1,30$	$ e = 0,45 \text{ m} < \frac{B = 3,5}{4}$
Stabilité d'ensemble			

Contrainte maximale	$\delta_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{6 * e * N}{B^2}$	$\delta_{\max} = \frac{358,17}{3,5} + \frac{6 * 0,45 * 358,17}{3,5^2}$	$\delta_{\max} = 181,11 \text{ kPa}$
Contrainte minimale	$\delta_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{6 * e * N}{B^2}$	$\delta_{\min} = \frac{358,31}{3,5} - \frac{6 * 0,45 * 264,31}{3,5^2}$	$\delta_{\min} = 24 \text{ kPa}$
Les facteurs de portance	$N_q = e^{\pi \tan \varphi} * \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$	$\varphi = 13,15^\circ$	$N_q = 3,31$
	$N_y = 2 * \tan \varphi * (N_q - 1)$		$N_y = 1,08$
	$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \varphi}$		$N_c = 9,89$
Les facteurs d'inclinaison	L'angle d'inclinaison $\theta = \tan^{-1} \left(\frac{F_{\text{horizontales}}}{F_{\text{verticales}}} \right)$	$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{141,50}{358,97} \right)$	$\theta = 21,51^\circ$
	$i_q = \frac{1 - 2 * \theta}{\pi^2}$		$i_q = 0,58$
	$i_c = i_q$		$i_c = 0,58$
	$i_y = \left(\frac{1 - \theta}{\varphi} \right)^2$		$i_y = 0,4$
La contrainte admissible du sol			$\sigma_{\text{adm}} = 203,58 \text{ kPa}$

La contrainte de référence	$\sigma_{\text{réf}} = \frac{3 * \delta_{\text{max}} + \delta_{\text{min}}}{4}$		$\sigma_{\text{réf}} = 141,84$
----------------------------------	---	--	--------------------------------

❖ Table des armatures du mur bajoyer

COURONNEMENT				
Armature supérieure: 2HA16				
Ancrage avant / arrière: 20 / 20 cm				
TRONÇONS				
Num.	Avant		Arrière	
	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal
1	HA12 e= 15 Recouvrement: 0,35 m	HA16 e= 20	HA10 e =15 Recouvrement: 0,55 m	HA12 e =15
SEMELLE SUPERFICIELLE				
Armature	Longitudinal	Transversal		
Supérieure	HA12e=25	HA12e=25 Longueur d'ancrage en prolongation: 60 cm		
Inférieure	HA 12 e = 15	HA12 e = 15		
Longueur d'ancrage courbe en amorce: 30 cm				

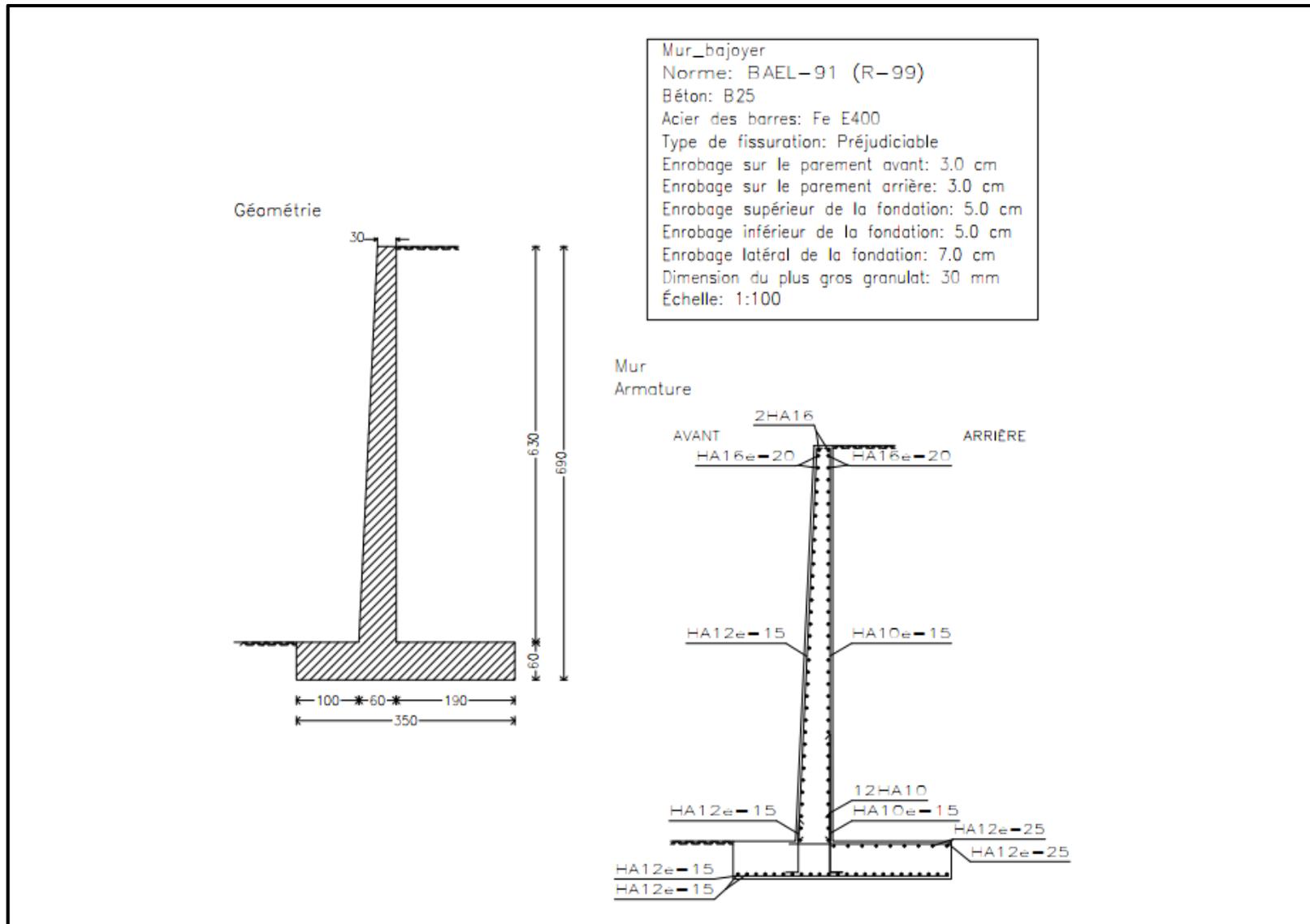


Figure 22: Armatures du mur bajoyer

VIII Annexe 8 : Devis quantitatif et estimatif

VIII.1 Métré des ouvrages

VIII.1.1 Métré de la digue

Profils	Distances Partielles	Côte TN	Cote fond tranchée	Section Digue	Section tranchée	Volume Digue	Volume tranchée	Surface Décapage
P1		316,80	316,30	-0,71	1,83			
	25,34					59,71	46,46	
P2		315,70	315,20	5,42	1,83			164,08
	15,53					91,30	30,57	
P3		315,59	315,02	6,34	2,10			142,84
	34,04					229,05	76,25	
P4		315,50	314,86	7,12	2,38			328,40
	26,57					214,22	59,00	
P5		315,30	314,74	9,00	2,06			273,67
	18,6					172,08	39,85	
P6		315,25	314,65	9,50	2,22			202,04
	18,83					186,62	41,80	
P7		315,17	314,57	10,32	2,22			210,05
	15,21					166,75	32,29	
P8		315,05	314,50	11,61	2,03			176,51
	11,63					141,49	22,44	
P9		314,95	314,45	12,73	1,83			140,72
	12,56					155,58	27,18	
P10		315,01	314,34	12,05	2,49			153,11
	17,21					214,16	45,67	
P11		314,94	314,19	12,84	2,81			210,18
	18,11					247,47	51,30	
P12		314,80	314,04	14,49	2,85			229,73
	19,54					319,27	51,09	
P13		314,51	313,87	18,19	2,38			266,77
	18,32					370,55	38,56	
P14		314,22	313,72	22,26	1,83			274,02
	20,75					460,47	44,09	
P15		314,23	313,58	22,12	2,42			323,44
	12,02					287,79	25,54	
P16		313,99	313,49	25,77	1,83			193,58
	19,72					486,83	49,78	
P17		314,13	313,28	23,61	3,22			322,03
	16,12					396,69	52,82	

Profils	Distances Partielles	Côte TN	Cote fond tranchée	Section Digue	Section tranchée	Volume Digue	Volume tranchée	Surface Décapage
P18		314,00	313,12	25,61	3,34			262,88
	16,61					434,60	59,56	
P19		313,93	312,93	26,72	3,83			278,34
	16,71					465,59	64,06	
P20		313,79	312,79	29,01	3,83			287,91
	18,67					520,20	91,79	
P21		313,93	312,43	26,72	6,00			321,68
	20,01					490,09	152,22	
P22		314,22	312,04	22,26	9,21			325,41
	16,65					439,46	146,08	
P23		313,70	311,70	30,52	8,33			279,39
	20,59					694,65	173,08	
P24		313,34	311,31	36,95	8,48			386,27
	21,17					835,27	187,80	
P25		313,08	310,89	41,96	9,26			426,68
	21,78					960,31	213,27	
P26		312,87	310,47	46,22	10,32			462,01
	18,19					923,82	185,41	
P27		312,45	310,10	55,35	10,07			411,64
	19,45					1110,14	207,28	
P28		312,30	309,72	58,80	11,25			465,10
	20,92					1318,52	238,61	
P29		311,95	309,31	67,25	11,56			523,78
	19,36					1341,13	235,22	
P30		311,79	308,93	71,30	12,74			506,94
	19,91					1437,49	270,59	
P31		311,72	308,55	73,10	14,44			531,65
	20,26					1534,56	303,57	
P32		311,52	308,16	78,38	15,52			553,30
	18,63					0,00	306,07	
P33		311,48	307,81	79,46	17,33			518,85
	19,62					0,00	360,32	
P34		311,44	307,43	80,55	19,40			549,95
	17,15					0,00	350,41	
P35		311,44	307,10	80,55	21,47			482,26
	15,65					0,00	349,68	
P36		311,42	306,81	81,09	23,22			440,78
	28,46					2300,14	662,69	
P37		311,44	306,81	80,55	23,35			801,58

Profils	Distances Partielles	Côte TN	Cote fond tranchée	Section Digue	Section tranchée	Volume Digue	Volume tranchée	Surface Décapage
	18,42					1483,69	430,73	
P38		311,44	306,80	80,55	23,42			517,97
	21,04					1677,63	496,86	
P39		311,50	306,80	78,92	23,81			588,80
	26,49					2055,26	639,65	
P40		311,60	306,80	76,25	24,48			731,79
	2,68					234,69	58,71	
P41		310,80	306,80	98,89	19,33			78,26
	3,17					287,88	66,93	
P42		311,36	306,80	82,74	22,89			94,28
	27,99					2081,75	701,21	
P43		312,00	306,80	66,01	27,21			756,85
	19,72					1477,58	491,46	
P44		311,32	306,80	83,85	22,63			535,00
	17,54					1320,76	435,30	
P45		311,97	306,80	66,75	27,00			477,04
	16,3					1098,24	437,35	
P46		311,92	306,80	68,00	26,66			421,31
	19,82					1367,78	522,90	
P47		311,84	306,80	70,02	26,11			518,09
	12,48					886,62	303,71	
P48		311,76	307,25	72,07	22,57			330,72
	23,62					1633,62	487,58	
P49		311,99	308,09	66,26	18,72			617,96
	22,48					1467,37	373,40	
P50		312,07	308,89	64,29	14,50			572,45
	21,84					1349,30	283,47	
P51		312,28	309,66	59,27	11,46			541,91
	23,17					229,84	229,84	
P52		312,50	310,49	54,22	8,38			552,49
	17,59					126,49	126,49	
P53		312,61	311,11	51,78	6,00			406,37
	20,47					121,44	121,44	
P54		312,76	311,29	48,54	5,87			460,93
	22,25					132,00	132,00	
P55		312,99	311,49	43,76	6,00			481,99
	19,53					113,69	113,69	
P56		313,19	311,77	39,80	5,64			404,17
	27,94					144,20	144,20	

Profils	Distances Partielles	Côte TN	Cote fond tranchée	Section Digue	Section tranchée	Volume Digue	Volume tranchée	Surface Décapage
P57		313,38	312,18	36,21	4,68			553,70
	22,64					96,37	96,37	
P58		313,51	312,51	33,84	3,83			432,37
	25,69					101,17	101,17	
P59		313,95	312,90	26,40	4,04			457,67
	27,73					100,64	100,64	
P60		314,16	313,31	23,16	3,22			453,45
	32,28					81,49	81,49	
P61		314,28	313,78	21,39	1,83			503,89
	26,91					46,77	46,77	
P62		314,60	314,15	17,00	1,64			393,42
	22,47					39,05	39,05	
P63		314,96	314,46	12,61	1,83			294,13
	19,12					35,05	35,05	
P64		315,21	314,71	9,91	1,83			224,04
	20,49					35,22	35,22	
P65		315,38	314,94	8,23	1,60			220,73
	22,65					34,63	34,63	
P66		315,62	315,22	6,08	1,45			223,10
	23,74					39,01	39,01	
P67		315,94	315,44	3,62	1,83			203,93
	18,87					32,08	32,08	
P68		316,20	315,77	1,96	1,57			137,47
	18,96					32,23	32,23	
P69		316,60	316,10	0,00	1,83			109,97
	20,07					18,40	18,40	
P70		316,80	316,30	-0,71	0,00			89,31
Total	1376,05		21803,5	2786,682	655,20	39006	12599	25813,13

VIII.1.2 Métré du déversoir et des ouvrages annexes

N°	Désignations	U	NES	Dimensions			Quantités	
				L	l	h/ep	Partielles	Totales
II	Digue							
II-1	Débroussaillage sur l'emprise de la digue	m ³		25813,13		0,2		5162,63
II-2	Déblai pour butée	m ³		1245	1,5	0,6		560,25

N°	Désignations	U	NES	Dimensions			Quantités	
				L	l	h/ep	Partielles	Totales
II-3	Déblai pour drain aval	m ³		1245	1,5	0,5		466,875
II-4	Débai à la main dans la digue pour muret de crête	m ³		1245	0,5	0,5		311,25
II-5	Remblai argileux compacté au engin pour le corps de la digue	m ³						39006
II-6	Couche de couronnement latéritique pour crête	m ³		1245	4	0,2		498
II-7	Couche de pose sur talus amont	m ³		1245	14,5	0,15		2707,88
II-8	Couche de pose sur talus aval	m ³		1245	12	0,15		2241
II-9	Matériau pour filtre	m ³		1245	10	0,2		2490
II-10	Grave latéritique sur talus aval	m ³		1245	12	0,3		4482
II-11	Perré sur talus amont	m ³		1245	14,5	0,5		9026,25
II-12	Enrochement pour butée	m ³						560,25
II-13	Maçonnerie de mur de crête et mur parapet	m ³		1245	0,5	1,5		466,875
III	Déversoir							
III-1	Déblai pour les parafoilles	m ³	2	55	0,3	2,5	41,25	82,5
III-2	Déblai pour radier du bassin de dissipation	m ³		55	6,5	1,6		572
III-3	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour les parafoilles	m ³					41,25	82,5
III-4	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour radier	m ³		55	6,5	0,6		214,5
III-5	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour voile	m ³		55	4,5	0,6		148,5
III-6	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour contreforts	m ³	15	4,5	4,5	0,55	5,56875	83,5313
III-7	Béton pour becquet	m ³		55	0,4	1		22
	Fourniture et pose de joints de dilatation	ml	4			5,1		20,4
IV	Bassin de dissipation							

N°	Désignations	U	NES	Dimensions			Quantités	
				L	l	h/ep	Partielles	Totales
IV-1	Fourniture et pose de joints bitumineux pour bassin de dissipation							
IV-2	Fourniture et pose de tuyaux D50 des barbacanes	ml	24			0,6		14,4
IV-3	Béton ordinaire pour blocs de chute	m ³	160	0,15	0,15	0,15		0,54
IV-4	Béton ordinaire pour blocs chicane	m ³	120	0,0375		0,1875		0,84375
IV-5	Béton ordinaire pour seuil terminal	m ³		55	0,05			2,75
V	Chenal d'évacuation							
V-1	Déblai au engins pour chenal	m ³		55	10	2,1		1155
V-2	Enrochement pour protection du chenal	m ³		55	10	0,6		330
V-3	Gabions métallique posées pour chenal	m ³		10	1,5	0,3		4,5
VI	Mur bajoyer							
VI-1	Béton de propreté dosé à 150 kg/3m	m ³	2	28	3,5	0,1	9,8	19,6
VI-2	Béton pour semelle du mur	m ³	2	28	3,5	0,6	58,8	117,6
VI-3	Béton pour mur	m ³	2	114,0625		0,45	51,3281	102,656
VI-4	Fourniture et pose de joints waterstop	m	2				18,99	37,98
VII	Ouvrage de prise et de vidange							
VII-1	Déblai à la main pour bac amont et aval	m ³		5,2	1,6	2,2		18,304
VII-2	Déblai à la main à travers le remblai pour conduite et écrans anti renard	m ³		35	0,65	0,65		14,7875
VII-3	Enrochements rangés à la main autour du bac amont	m ³		3,6	0,25	2,9		2,61
VII-4	Béton de propreté dosé à 150 kg/3m pour bac amont et aval	m ³		5,2	1,6	0,05		0,416
VII-5	Béton ordinaire dosé à 350 kg/m ³ pour enrobage de la conduite	m ³		35	0,4	0,4		5,6

N°	Désignations	U	NES	Dimensions			Quantités	
				L	l	h/ep	Partielles	Totales
VII-6	Béton armé vibré et dosé à 350 kg/m ³ pour bacs	m ³						3,738
VII-7	Béton armé vibré et dosé à 350 kg/m ³ pour écrans	m ³	2	2,5	0,5	2,5	3,125	6,25
VII-8	Echelle de descente en fer T12 dans les bacs amont et aval	U						2
VII-9	Grille de protection des bacs amont et aval en fer HA 12 avec cadenas	U						2
VII-10	Conduite en fonte DN250 et accessoires	m						35
VII-11	Robinet vanne DN 300 et accessoires	U						1
VII-12	Crépine DN 300 et accessoires (de fabrication locale)	U						1

VIII.2 Devis estimatif

N°	Désignations	U	Quantités	PU (FCFA)	Prix total (FCFA)
0	Installation générale de chantier				
0-1	Amenée et repli du matériel	ft		10 000 000	10 000 000
0-2	Installation et fonctionnement du chantier	ft		10 000 000	10 000 000
Sous total					20 000 000
I	Tranchée d'ancrage et fondations				
I-1	Déblai pour tranchée d'ancrage	m ³	12599	4 500	56 695 500
I-2	Remblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m ³	12599	6 000	75 594 000
Sous total I					132 289 500
II	Digue				
II-1	Débroussaillage sur l'emprise de la digue	m ²	5162,6268	400	2 065 051
II-2	Déblai pour butée	m ³	560,25	4 000	2 241 000
II-3	Déblai pour drain aval	m ³	466,875	4 000	1 867 500

N°	Désignations	U	Quantités	PU (FCFA)	Prix total (FCFA)
II-4	Déblai à la main dans la digue pour muret de crête	m ³	311,25	4 000	1 245 000
II-5	Remblai argileux compacté au engin pour le corps de la digue	m ³	39006	6 000	234 036 000
II-6	Couche de couronnement latéritique pour crête	m ³	498	4 000	1 992 000
II-7	Couche de pose sur talus amont	m ³	2707,875	4 000	10 831 500
II-8	Couche de pose sur talus aval	m ³	2241	4 000	8 964 000
II-9	Matériau pour filtre	m ³	2490	1 500	3 735 000
II-10	Grave latéritique sur talus aval	m ³	4482	5 500	24 651 000
II-11	Perré sur talus amont	m ³	9026,25	7 750	69 953 438
II-12	Enrochement pour butée	m ³	560,25	10 000	5 602 500
II-13	Maçonnerie de mur de crête et mur parapet	m ³	466,875	37 500	17 507 813
II-14	Fourniture et pose de tuyaux PVC D50 pour barbacanes pour mur parapet	ml	150	1 250	187 500
Sous total II					384 879 301
III	Déversoir				
III-1	Déblai pour les parafouilles	m ³	82,5	4 000	330 000
III-2	Déblai pour radier du bassin de dissipation	m ³	572	4 000	2 288 000
III-3	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour les parafouilles	m ³	82,5	140 000	11 550 000
III-4	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour radier	m ³	214,5	190 830	40 933 035
III-5	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour voile	m ³	148,5	190 830	28 338 255
III-6	Béton dosé à 350 Kg/m ³ pour contreforts	m ³	83,53125	190 830	15 940 268
III-7	Béton pour becquet	m ³	22	140 000	3 080 000
	Fourniture et pose de joints de dilatation	m ³	20,4	40 000	816 000
Sous total III					103 275 558
IV	Bassin de dissipation				
IV-2	Fourniture et pose de tuyaux D50 des barbacanes	ml	14,4	2 500	36 000

N°	Désignations	U	Quantités	PU (FCFA)	Prix total (FCFA)
IV-3	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m3 pour blocs de chute	m ³	0,54	170 000	91 800
IV-4	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m3 pour blocs chicane	m ³	0,84375	170 000	143 438
IV-5	Béton ordinaire dosé à 300 kg/m3 pour seuil terminal	m ³	2,75	170 000	467 500
Sous total IV					738 738
V	Chenal d'évacuation				
V-1	Déblai au engins pour chenal	m ³	1155	4 500	5 197 500
V-2	Enrochement pour protection du chenal	m ³	330	10 000	3 300 000
	Sous total V				8 497 500
VI	Mur bajoyer				
	Déblai à la main pour semelle	m ³	137,2	1 500	205 800
VI-1	Béton de propreté dosé à 150 kg/3m	m ³	19,6	73 750	1 445 500
VI-2	Béton pour semelle du mur	m ³	117,6	170 000	19 992 000
VI-3	Béton pour murs bajoyer	m ³	102,65625	170 000	17 451 563
VI-4	Fourniture et pose de joints waterstop	m ³	37,98	45 000	1 709 100
Sous total VI					40 803 963
VII	Ouvrage de prise et de vidange				
VII-1	Déblai à la main pour bac amont et aval	m ³	18,304	3 000	54 912
VII-2	Déblai à la main à travers le remblai pour conduite et écrans anti renard	m ³	14,7875	3 000	44 363
VII-3	Enrochements rangés à la main autour du bac amont	m ³	2,61	12 500	32 625
VII-4	Béton de propreté dosé à 150 kg/3m pour bac amont et aval	m ³	0,416	60 000	24 960
VII-5	Béton ordinaire dosé à 350 kg/m3 pour enrobage de la conduite	m ³	5,6	150 000	840 000
VII-6	Béton armé vibré et dosé à 350 kg/m3 pour bacs	m ³	3,738	60 000	224 280
VII-7	Béton armé vibré et dosé à 350 kg/m3 pour écrans	m ³	6,25	60 000	375 000

N°	Désignations	U	Quantités	PU (FCFA)	Prix total (FCFA)
VII-8	Maçonnerie de moellons pour escaliers d'accès		1	32 500	32 500
VII-9	Echelle de descente en fer T12 dans les bacs amont et aval	U	2	112 500	225 000
VII-10	Grille de protection des bacs amont et aval en fer HA 12 avec cadenas	U	2	50 000	100 000
VII-11	Conduite en fonte DN250 et accessoires	m	35	350 000	12 250 000
VII-12	Robinet vanne DN 300 et accessoires	U	1	2 000 000	2 000 000
VII-13	Crépine DN 300 et accessoires (de fabrication locale)	U	1	400 000	400 000
	Sous total VII				16 603 640
VIII	Dispositif d'auscultation du barrage				
VIII-1	Echelle limnimétrique pour unité de 1 m fabriqué en usine	ml	7		125 000
	Sous total VIII				125 000
	Total HT				707 213 199
	TVA (18%)				127 298 376
	Total TTC				834 511 574

IX Annexe 9 : Les pièces dessinées

Plan N°1 : Profil de travers de la digue

Plan N°2 : Ouvrage de prise

Plan N°3 : Vue de profil du déversoir

Plan N°4 : Vue de profil du déversoir armé

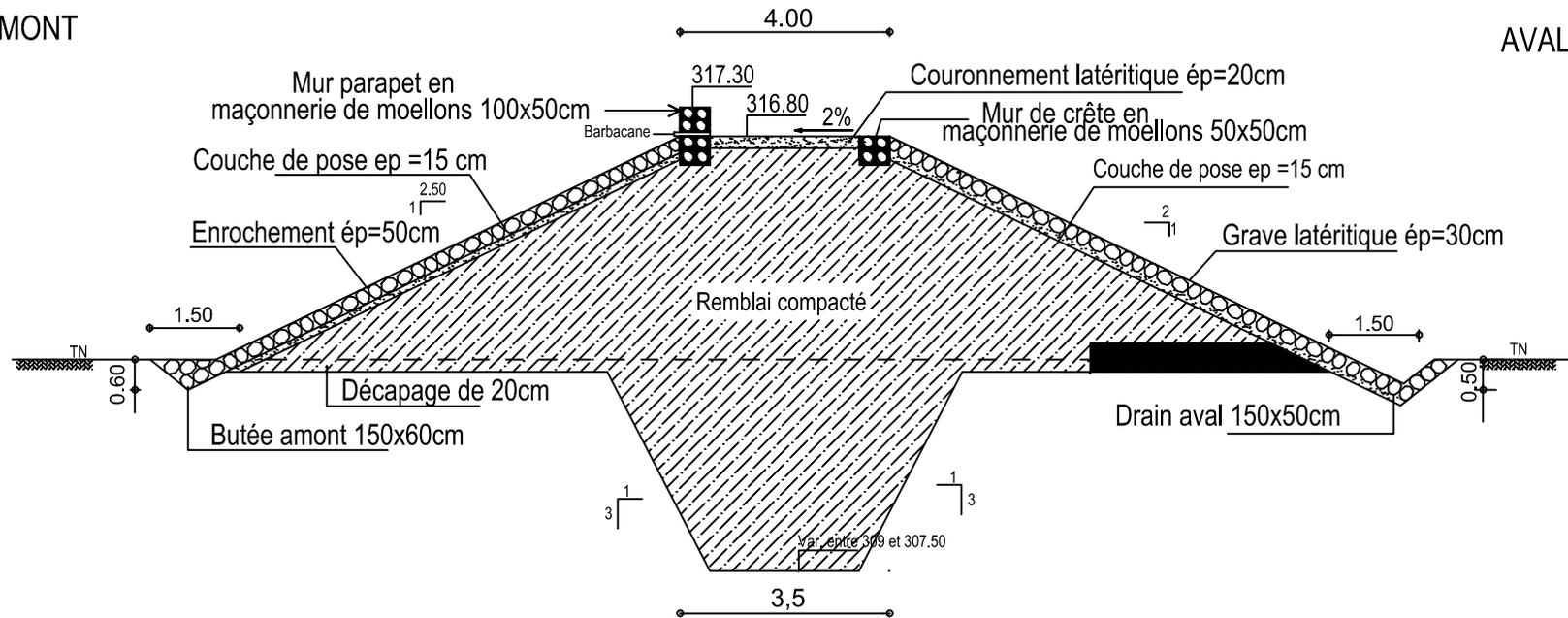
Plan N°5 : Vue en plan de l'évacuateur de crue

Plan N°6 : Vue en plan du voile et du contrefort armés

Plan N°7 : Profil en long de la digue

AMONT

AVAL



INSTITUT 2iE



ETUDE TECHNIQUE POUR LA
CONSTRUCTION DU BARRAGE DE
LEOSGOTENGA

Etabli par KANTCHIL LARRE

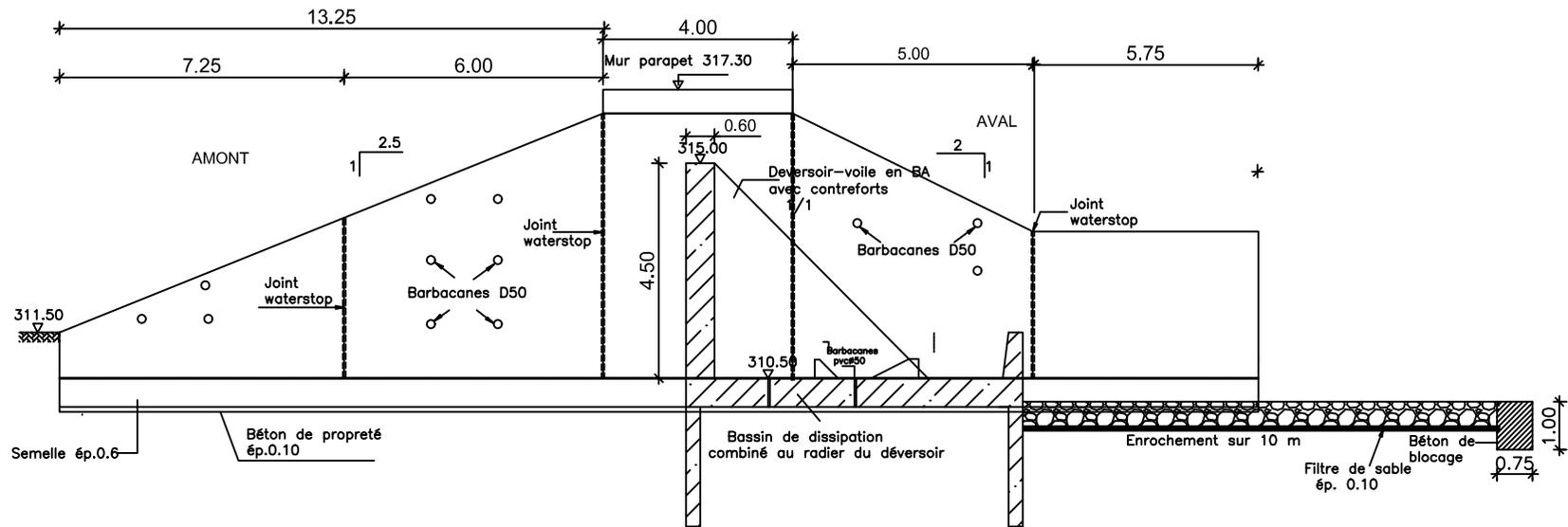
Hauteur de la digue : 5,3 m

PROFIL EN TRAVERS TYPE
DE LA DIGUE

Septembre 2020

ECHELLE : 1/ 50

Plan N°1



INSTITUT 2iE



ETUDE TECHNIQUE POUR
LA CONSTRUCTION DU
BARRAGE DE LEOSGOTENGA

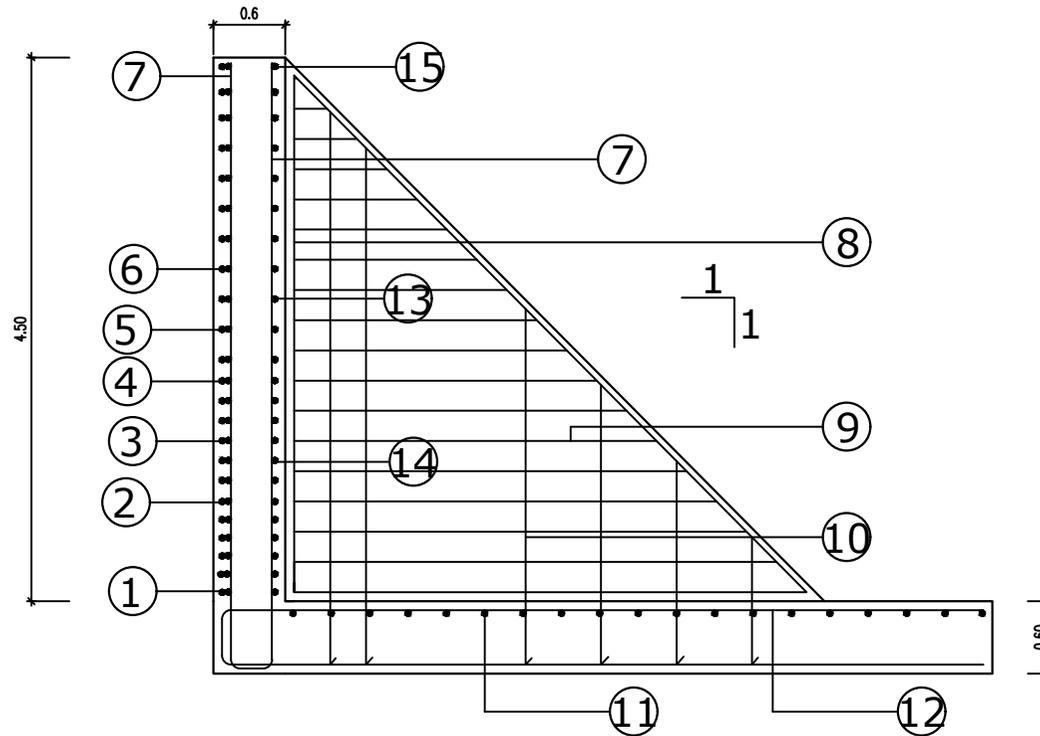
PROFIL EN TRAVERS
DU DEVERSOIR

Etabli par KANTCHIL LARRE

Septembre 2020

Echelle: 1/50

PLAN N°3



INSTITUT 2iE



ETUDE TECHNIQUE POUR LA
CONSTRUCTION DU BARRAGE
DE LEOSGOTENGA

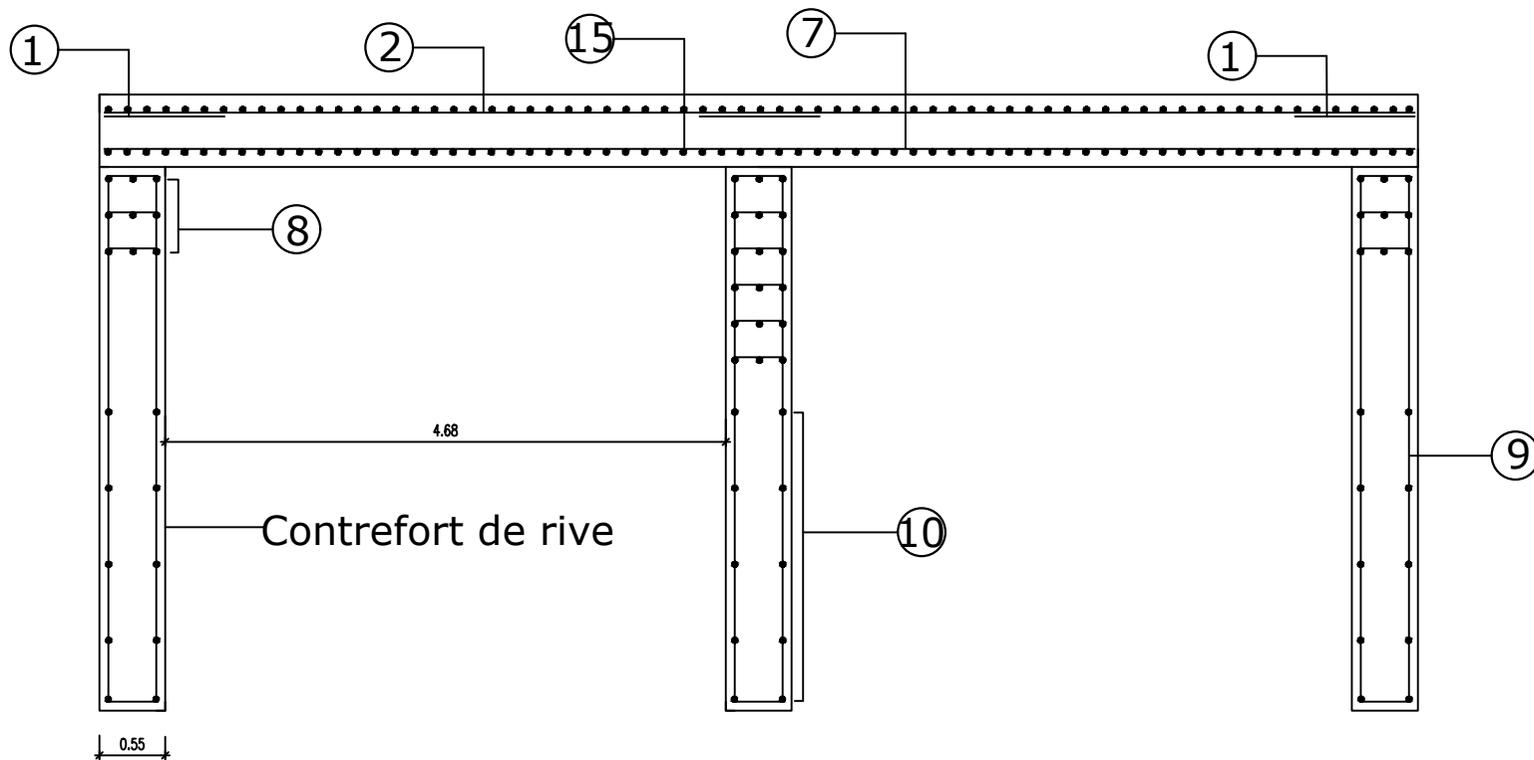
Etabli par KANTCHIL LARRE

PROFIL EN TRAVERS TYPE
DU DEVERSOIR

Septembre 2020

ECHELLE : 1/ 50

Plan N°4



INSTITUT 2iE



ETUDE TECHNIQUE POUR LA
CONSTRUCTION DU BARRAGE DE
LEOSGOTENGA

Etabli par KANTCHIL LARRE

VUE EN PLAN DU VOILE
ET DES CONTREFORTS

Septembre 2020

ECHELLE : 1/ 50

Plan N°5

N°	Formes	Types	Nombres	Longueurs	Observations
1		HA 16 e = 16 cm	6 pour 1 m	1	Aciers principaux sur appui de la 1ère bande
2		HA 14 e = 16 cm	6 pour 1 m	10,9	Aciers principaux sur appui de la 1ère bande
3		HA 16 e = 16,6 cm	6 pour 1 m	1	Aciers principaux sur appui de la 2ème bande
4		HA 14 e = 16,6 cm	6 pour 1 m	10,9	Aciers principaux sur appui de la 2ème bande
5		HA 20 e = 25 cm	4 pour 1 m	1	Aciers principaux sur appui de la 3ème bande
6		HA 16 e = 25 cm	4 pour 1 m	1	Aciers principaux sur appui de la 4ème bande
7		HA 12 e = 16,6 cm	6 pour 1 m	5,27	Aciers de répartition du voile
8		HA 20 e = 20 cm	36 pour 1 plot	4,4	Aciers principaux du contrefort
9		HA 8 e = 25 cm	17	10 m	Aciers transversales pour le contrefort
10		HA20	10 pour 1 contrefort	12 pour 1 contrefort	Aciers de peau
11		HA 20 e = 25 cm	26	10,9 m	Aciers principaux du radier
12		HA 12 e = 16,6 cm	6 pour 1 m	6,45 m	Aciers de répartition du radier
13		HA 16 e = 25 cm	4 pour 1 m	10,9 m	Aciers principaux en travée de la 3ème bande
14		HA 16 e = 16,6 cm	6 pour 1	10,9 m	Aciers principaux sur appui de la 2ème bande
15					Identique au 13

