



**« Conception et dimensionnement du barrage de Guidissi,  
province du Bazèga, commune de Doulougou, Région du  
Centre-Sud, Burkina Faso »**

MEMOIRE POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE  
MASTER D'INGENIERIE DE L'EAU ET DE L'ENVIRONNEMENT  
OPTION : INFRASTRUCTURES ET RESEAUX HYDRAULIQUES

-----  
Présenté et soutenu par :

**YAMEOGO B Faustin Arnaud**

**Travaux dirigés par :**

- ❖ **M. LO Moussa**, Enseignant (Département GCH/Fondation 2iE)
- ❖ **M. SAOUTO Aley**, Hydrologue en service à la Direction de la Maintenance des Ouvrages Hydrauliques

**Jury d'évaluation :**

**Président :** Pr. Adamah MESSAN

**Membres :** Dr. Fowé TAZEN

M. Césaire HEMA

M. Arnaud OUEDRAOGO

M. Moussa LO

Promotion [2016/2017]

**DEDICACE**



A TOUTE MA FAMILLE

## **REMERCIEMENTS**

Nous témoignons nos sincères remerciement à :

- ✓ Ma famille, pour m'avoir soutenu depuis toujours ;
- ✓ Mes encadreur de stage, M. SAOUTO Aley, Hydrologue en service à la Direction de la Maintenance des Ouvrages Hydrauliques, pour les précieux conseils, leur indéfectible disponibilité et leur patience ;
- ✓ M. LO Moussa, notre Directeur de Mémoire au 2iE, pour son assistance, sa disponibilité et tous les conseils prodigués tout au long de ce présent mémoire ;
- ✓ M. Patrice O. GUISSOU, Directeur General des infrastructures Hydrauliques et de manière plus large, à l'ensemble du personnel qui a su m'accueillir, m'intégrer au sein de leur équipe et qui n'ont ménagé aucun effort pour m'assurer la logistique requise afin de mener à bien les activités prévues pendant cette période de 5 mois de stage ;
- ✓ L'ensemble du corps professoral et administratif de la Fondation 2iE, plus particulièrement à tous ceux qui ont été mes enseignants.

## **RESUME**

Le présent mémoire traite des résultats de Conception et de dimensionnement d'un barrage à vocation hydro-agricole au bénéfice des populations de six villages situés dans la commune rurale de DOULOUGOU, région du centre-sud, au Burkina Faso.

La digue est à remblai argileux, de **1284m** de long pour **8 m** de hauteur (niveau fini de crête : **308 m**). La cuvette se situe à l'exutoire d'un bassin versant de **42,92 km<sup>2</sup>**. Le déversoir est centrale, en béton et conçu pour évacuer une crue centennale de **125m<sup>3</sup>/s**. Un ouvrage de prise (servant de vidange), calé à la côte **302,5 m** permettra l'irrigation d'un futur périmètre en aval. Les prospections pédologiques définissent une superficie minimum exploitable de 10 ha.

L'ouvrage proposé permettra de stocker **1 303 568,92m<sup>3</sup>** d'eau (au PEN). Outre les besoins en eaux domestiques de **10 534 personnes (20l/j/hab)** et pastoraux (**cheptel de 8000 têtes à raison de 40l/j/tête**) qui pourront être satisfaits sur trente années, le barrage servira de support pour l'irrigation. L'option finale, calée suivant les habitudes culturelles des populations dans la zone, est la culture de riz en semi-pluvial en irrigation d'appoint en saison pluvieuse (10 ha), remplacé au maraichage en saison sèche (10 ha). L'ouvrage est proposé à un coût général de **1 103 830 500 FCFA HTVA soit 859 685 FCFA HTVA/ml**.

### **Mots Clés :**

**1 – Remblai argileux**

**2 - Irrigation**

**3 - Conception**

**4 - Dimensionnement**

**5 - Doulougou**

## **ABSTRACT**

The present memory is about results of Conception and dimensionality of a dam to agricultural hydro vocation to the profit of the populations of six villages situated in the farming township of DOULOUGOU, region of the center-south, to Burkina. The project is proposed here in a context of water shortage.

The dam is to homogeneous embankment, of **1 284m** of long for **8 m** height (level finished of crest: **308 m**). The pan is located to the outlet of a basin pouring **42,92 km<sup>2</sup>**. The pan is located to the outlet of a basin pouring **42,92 km<sup>2</sup>**. The spillway is central, in concrete and conceived to evacuate a centennial rise in the water level of 125m<sup>3</sup>/s. A work of hold (serving of draining), steady to the coast **302,5 m** will permit the irrigation of one future perimeter downstream. The pedological prospectings define an exploitable minimum surface of 10 ha.

The proposed work will permit to stock 1 303 568,92m<sup>3</sup> of water (in the PEN). Besides the needs in domestic waters of **10 534 people (20l/j/hab)** and pastoral (livestock of **8000 heads** at the rate of **40l/j/tête**) that will be able to be satisfied on thirty years, the dam will act as support for the irrigation. The final, steady option following the habits culturales of the populations in the zone, is the culture of rice in semi-pluvial in irrigation of balance in rainy season (**10 ha**), replaced at the market gardening in dry season (10 ha). The work is proposed to a general cost actualized of **1 103 830 500 FCFA HTVA** is **859 685 FCFA HTVA/ml**.

### **Key words:**

- 1 - clayey embankment
- 2 - irrigation
- 3 - conception
- 4 - dimensionality
- 5 – Doulougou

## **LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS**

**APD** : Avant-Projet Détaillé

**BOAD** : Banque Ouest Africaine de développement

**CIEH** : Comité Interafricain des Etudes Hydrauliques

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

**C.F.B.R** : Comité Français des Barrages et Réservoirs

**DGIH** : Direction Générale des Infrastructures Hydrauliques

**DRASA** : Direction Régionale de l'Agriculture et de la Sécurité Alimentaire

**FAO** : Fonds des Nations Unies pour l'Agriculture de l'Alimentation

**GPS** : Global Positioning System

**IGB** : Institut Géographique du Burkina

**INSD** : Institut National de la Statistique et de la démographie

**IRD** : Institut de Recherche et de Développement (Ex Orstom)

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

**NIES** : Notice d'Impacts Environnementale et Sociale

**ORSTOM** : Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer

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

**PBE** : Plus Basses Eaux

**PHE** : Plus hautes eaux

**PEN** : Plan d'eau normal

**PGPH** : Plan de Gestion Environnemental et Social

**PNDES** : Plan National de Développement Economique et Social

**RD** : Rive Droite

**RG** : Rive Gauche

**RU** : Réserve Utile

**RGPH** : Recensement Général de la Population et de l'Habitation

**SIG** : Système d'Information Géographique

**TN** : Terrain Naturel

**UBT** : Unité de Bétail Tropical

**USBR**: Union Station Bureau of Réclamation

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1 : Fiche technique du barrage de Guidissi .....	XIII
Tableau 2 : Projections des populations identifiées dans la zone du projet .....	5
Tableau 3 : Paramètres du risque intrinsèque.....	10
Tableau 4 : Estimation du cheptel de la commune de Doulogou .....	20
Tableau 5 : Plan de mise en œuvre des mesures d'atténuation .....	24
Tableau 6 : Quantiles pluviométriques.....	25
Tableau 7 : Caractéristique topographique du bassin versant .....	27
Tableau 8 : Débit de projet.....	29
Tableau 9 : Apports liquides en années sèches .....	29
Tableau 10 : tableau récapitulatif de l'optimisation de la retenue de Guidissi .....	33
Tableau 11 : Epaisseur de la couche de protection en fonction .....	34
Tableau 12 : détermination de la charge au-dessus de l'évacuateur de crue.....	36
Tableau 13 : résumé de la vérification de la stabilité du déversoir .....	38
Tableau 14 : Caractéristiques géométrique du bajoyer .....	38
Tableau 15 : Stabilité totale du mur de soutènement avec les 03 conditions.....	40
Tableau 16 : Hypothèse de simulation et Estimation des besoins.....	42
Tableau 17 : Perte par dépôts solide.....	44
Tableau 18 : Perte par évaporation de la retenue .....	44
Tableau 19 : Pertes par infiltration.....	45
Tableau 20 : donnée de la courbe d'exploitation .....	45
Tableau 21 : Caractéristiques physiques du bassin versant.....	54
Tableau 22 : données pour le traçage de la courbe hypsométrique.....	54
Tableau 23 : calcul de la pente longitudinale .....	55
Tableau 24 : résumé du calcul de la pente transversale .....	56

*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

Tableau 25 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant .....	57
Tableau 26 : Tableau récapitulatif de calcul du crue du bassin versant .....	59
Tableau 27 : Bassin type choisit : .....	61
Tableau 28 : lame d'eau écoulee correspondant à la Pmed du bassin étudié .....	62
Tableau 29 : Coefficient d'écoulement .....	64
Tableau 30 : Volume d'écoulement .....	65
Tableau 31 : Donnée pour la Courbe-hauteur-surface-volume .....	68
Tableau 32 : Simulation pour le calage du plan d'eau normal .....	69
Tableau 33 : Epaisseur de l'enrochement fonction de la hauteur des vagues .....	74
Tableau 34 : détermination de la hauteur de la lame d'eau déversant convenable .....	76
Tableau 35 : détermination de la hauteur de la lame d'eau déversant convenable .....	77
Tableau 36 : dimensionnement du bassin de dissipation .....	80
Tableau 37 : Le dimensionnement hydraulique du chenal d'évacuation aval .....	83
Tableau 38 : besoin en eau des cultures et paramètre de l'irrigation .....	83
Tableau 39 : besoins en eau humains .....	85
Tableau 40 : Besoins en eau du cheptel .....	86
Tableau 41 : Calculs des forces et moments agissant sur le déversoir .....	90
Tableau 42 : Paramètre géométrique du bajoyer .....	92
Tableau 43 : Forces agissant sur le bajoyer .....	94
Tableau 44 : Calcul des moments .....	94
Tableau 45 : Vérification de la stabilité du bajoyer .....	95
Tableau 46 : Devis quantitatif et estimatif des travaux .....	96



## **LISTE DES FIGURES**

Figure 1 : plan de situation géographique de la zone du projet.....	3
Figure 2 : Bassin versant du barrage de Guidissi .....	26
Figure 3 : Courbe hypsométrique du barrage de guidissi.....	27
Figure 4 : Courbe Hauteur-Volume du barrage de Guidissi .....	30
Figure 5 : Courbe Hauteur-Surface du barrage de Guidissi .....	31
Figure 6 : Profil en long de la tranchée d’ancrage du barrage de Guidissi .....	32
Figure 7 : Cercles de glissement des talus.....	35
Figure 8 : figure représentative du déversoir .....	37
Figure 9 : figure représentative du mur bajoyer .....	39
Figure 10 : Vue des surfaces potentielles à irriguer en aval du barrage de Guidissi .....	43
Figure 11 : Courbe d’exploitation de la retenue.....	46
Figure 12 : Ajustement de la pluviométrie annuelle .....	53
Figure 13 : Ajustement des pluies journalières maximales.....	54
Figure 14 : Courbe Hypsométrique .....	55
Figure 15 : Courbe de la pente longitudinale .....	56
Figure 16 : Hydrogramme de la crue .....	61
Figure 17 : Ecoulement annuel pour un bassin versant de 25 km <sup>2</sup> , Régions sahéliennes .....	63
Figure 18 : Distribution temporelle des précipitations annuelles en zone sahélienne .....	64
Figure 19 : Courbe de KOZENY .....	74
Figure 20 : Enfoncement du bassin de dissipation.....	81
Figure 21 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation.....	82
Figure 22 : figure représentatif du déversoir de Guidissi.....	88

## **TABLE DES MATIERES**

DEDICACE.....	I
REMERCIEMENTS.....	II
RESUME.....	III
ABSTRACT.....	IV
LISTE DES SIGLES ET ABREVIATIONS.....	V
LISTE DES TABLEAUX.....	VI
LISTE DES FIGURES.....	VIII
TABLE DES MATIERES.....	IX
FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE GUIDISSI.....	XIII
I. INTRODUCTION.....	1
II. OBJECTIFS DU TRAVAIL.....	2
II.1. Objectif général.....	2
II.2. Objectif spécifique.....	2
III. GENERALITE SUR LE PROJET.....	3
III.1 Situation géographique du village de guidissi.....	3
III.2 Milieu physique (climat, végétation, sol, relief).....	4
III.2.1 Relief et les sols.....	4
III.2.2 Le climat et la végétation.....	4
III.3 Situation démographique.....	4
III.3.1 Inventaire des villages de la zone du projet.....	4
III.3.2 Mouvement migratoire au niveau du village de Guidissi.....	5
IV. MATERIELS ET METHODES.....	6
IV.1 Matériels.....	6
IV.2 Méthodologie.....	6

## *Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

IV.2.1	Études hydrologiques .....	6
IV.2.1.1.	Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant .....	6
IV.2.1.2.	Analyse fréquentielle des pluies .....	7
IV.2.1.3.	Débit de projet .....	8
IV.2.1.4.	Etude des apports .....	10
IV.2.2	Étude de la cuvette .....	11
IV.2.2.1.	Courbe hauteur-Volume-Surface .....	11
IV.2.2.2.	Calage du Plan d'Eau Normal (PEN).....	11
IV.2.2.3.	Calage des Plus Hautes Eaux (PHE) .....	11
IV.2.2.4.	Estimation des besoins en eau et des pertes .....	12
IV.2.3	Etude de la digue .....	14
IV.2.3.1.	Calage de la digue (E) : .....	14
IV.2.3.2.	Largeur de la crête : .....	14
IV.2.3.3.	Largeur en base : .....	14
IV.2.3.4.	Revanche libre .....	14
IV.2.3.5.	Pentes des talus de la digue. ....	14
IV.2.3.6.	Infiltration et hydraulique interne .....	15
IV.2.3.7.	Filtres et drains .....	15
IV.2.4	Ouvrages annexes.....	16
IV.2.4.1	Évacuateur de Crue .....	16
IV.2.4.2	Étude de Stabilité du déversoir.....	17
IV.2.4.3	La stabilité du mur bajoyer.....	18
V.	SYNTHESE DES ETUDES DE BASE .....	20
V.1.	Synthèse des études socio-économique.....	20
V.2.	Synthèse de l'étude géotechnique. ....	20
V.3.	Notice d'impact environnemental (NIE).....	23

V.3.1	Les impacts négatifs sur l'environnement.....	23
V.3.2	Les impacts positifs sur l'environnement.....	23
V.3.3	Plan de mise en œuvre des mesures d'atténuation .....	24
VI.	RESULTATS ET DISCUSSIONS.....	25
VI.1	Etude hydrologique .....	25
VI.1.1	Analyse fréquentielle.....	25
VI.1.2	Caractéristique du bassin versant .....	25
VI.1.3	Prédétermination de la crue du projet .....	28
VI.1.3.1.	Débit projet.....	28
VI.1.3.2.	Crue de sécurité .....	29
VI.1.3.3.	Crue de rupture.....	29
VI.1.3.4.	Apports liquides du bassin versant.....	29
VI.2	Conception et dimensionnement de la digue.....	30
VI.2.1.	Courbe Hauteur-volume et Hauteur surface.....	30
VI.2.2.	Conception de la fondation de la digue .....	31
VI.2.3.	Conception de la digue .....	32
VI.2.3.1.	Calage du plan d'eau normal (PEN) .....	33
VI.2.3.2.	Dimensionnement de la digue .....	34
VI.2.4.	Conception de l'évacuateur de crue .....	36
VI.2.4.1.	Type d'évacuateur de crue.....	36
VI.2.4.2.	Détermination de la charge au-dessus de l'évacuateur de crue.....	36
VI.2.4.3.	Calcul de stabilité de l'évacuateur de crue.....	37
VI.2.4.4.	Dimensionnement des bajoyers.....	38
VI.2.4.5.	Dimensionnement de l'évacuateur de crues.....	40
VI.2.5.	Volume utile de la retenue .....	41
VI.2.5.1.	Évaluation des besoins .....	42

*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

VI.2.5.2.	Évaluation des pertes de la retenue .....	43
VI.2.5.3.	Niveau des Plus Basses d'Eaux (PBE).....	47
VI.2.5.4.	Ouvrage de prise.....	47
VII.	Avant-métré et coût général de l'ouvrage .....	48
VIII.	CONCLUSION .....	49
IX.	Recommandation et perspectives .....	50
X.	BIBLIOGRAPHIE .....	51
XI.	ANNEXES .....	52
ANNEXE I.	Note de calcul hydrologique .....	53
ANNEXE II.	Notes de calcul de la conception et du dimensionnement de la digue .....	68
ANNEXE III.	Devis quantitatif et estimatif des travaux .....	96
ANNEXE IV.	COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE.....	99
ANNEXE V.	VUE EN PLAN DU DEVERSOIR.....	100
ANNEXE VI.	COUPE TRANVERSALE DU DEVERSOIR.....	101
ANNEXE VII.	PLAN DE FERRAILLAGE DU BASSIN DE DISSIPATION.....	102
ANNEXE VIII.	VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE DE PRISE .....	103
ANNEXE IX.	VUE EN COUPE DE L'OUVRAGE DE PRISE .....	104
ANNEXE X.	PLAN DE FERRAILLAGE DES BACS AMONT ET AVAL.....	105

## **FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE GUIDISSI**

**Tableau 1 : Fiche technique du barrage de Guidissi**

<b>NOM DU SITE</b>	<b>Guidissi</b>	
<b>LOCALISATION</b>		
Village Commune rurale	Guidissi	
Province	Doulougou	
Région	Bazèga	
Coordonnées du site		
Longitude	1°29'35.98"O	
Latitude	11°51'29.82"N	
UTM	30P 664117.58/1311326.46m	
<b>BASSIN VERSANT</b>		
Superficie	42,92	Km <sup>2</sup>
Crue du projet	125	m <sup>3</sup> /s
Pluviométrie moyenne annuelle (Pan)	761,41	mm
Apport liquide en année moyenne	2,5 millions	m <sup>3</sup>
<b>RETENUE</b>		
Côte du Plan d'Eau Normal (PEN)	306,5	m
Côte du Plus Hautes Eaux (PHE)	307,5	m
Côte minimale de la retenue	300	m
Volume à la côte PEN	1 303 568,92	m <sup>3</sup>
Volume à la côte PHE	1 945 000	m <sup>3</sup>
Surface de la retenue à la côte PEN	78,54	ha
Surface de la retenue à la côte PHE	108,5	ha
Hauteur maximale d'eau à la côte PEN	6,5	m
<b>DIGUE</b>		
Type	Homogène	
Longueur	1284	m
Côte crête	308	m
Côte mur parapet	308,5	m
Hauteur du mur parapet	0,5	m
Hauteur maximale	8	m
Largeur en crête	4,5	m
Dimension murets de crête	0,5 m x 0,5 m	
Revêtement talus amont	Perrés secs	
Revêtement talus aval	Perrés secs	
Pente talus amont	1V/2,5	
Pente talus aval	1V/2,5	
Volume de remblais (estimatif)	27 000	m <sup>3</sup>

*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

Protection contre crue extrêmes	Mûr parapet de 0,5 m de haut qui permet d'évacuer la crue de sécurité de 225 m <sup>3</sup> /s	
TRANCHEE D'ANCRAGE		
Largeur au plafond	3	m
Profondeur maximale	6	m
Pente des talus	3H/2V	
Volume de la tranchée (estimatif)	8 900	m <sup>3</sup>
EVACUATEUR DE CRUE		
Position	Centrale	
Débit de dimensionnement	125	m <sup>3</sup> /s
Débit laminé	125	m <sup>3</sup> /s
Charge maximale sur le seuil	1	m
Revanche totale	1,5	m
Côte de calage	306,5	m
Longueur déversante	70	m
Hauteur seuil	6,5	m
Type de bassin de dissipation	A ressaut, USBR II	
Largeur bassin de dissipation	6	m
Nature de chenal aval	Revêtu en perrés maçonnés sur 10 m	
Longueur chenal aval	115	m
Pente longitudinale chenal aval	0,2	%
OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE		
Nature conduite	Fonte	
Diamètre conduite	300	mm
Longueur	40	m
Equipement en amont	Bac amont avec crépine	
Equipement en aval	Bac aval avec vanne	
Superficie brute irrigable en aval	Minimum 10ha	

## **I. INTRODUCTION**

En Afrique de l'Ouest et plus particulièrement dans les pays sahéliens, disposer d'eau en quantité suffisante demeure une préoccupation. En effet, l'action conjuguée de plusieurs facteurs y contribue fortement : aléas climatiques, démographie galopante, mauvaises stratégies de gouvernance, etc.

Or l'économie du Burkina Faso repose essentiellement sur l'agriculture (emploi 84,1% de la population active). Ce problème constitue donc un véritable frein au développement du Burkina Faso.

Des efforts sont certes consentis par l'Etat à travers la construction de retenues d'eau, mais le problème de la mobilisation des eaux de surface persiste. Ainsi, dans la quête permanente de la sécurité alimentaire, et du mieux-être des populations rurales, l'une des mesures de sécurité optée par le gouvernement est la maîtrise partielle ou totale de la ressource eau à travers la réalisation d'ouvrages de stockage de grand volume d'eau.

Le projet de réalisation du barrage de Guidissi (Province du Bazèga) s'inscrit dans cette logique avec comme attribution principale la réduction de la pauvreté dans un milieu relativement fragile à cause des effets néfastes des changements climatiques.

Le présent mémoire d'ingénierie retrace l'ensemble des activités que nous avons mené durant notre stage au sein de la Direction Générale des Infrastructures Hydraulique au Burkina Faso, sur le thème « *Conception et dimensionnement du Barrage de Guidissi, province de Bazèga, commune de Douougou, région du Centre-Sud, Burkina Faso* ». L'objectif général était de produire une étude de conception et de dimensionnement du barrage de Guidissi. Dans les lignes qui suivront, nous ferons une présentation de la zone, ainsi que du contexte du projet. Nous présenterons ensuite la démarche, les moyens et méthodes employées pour la collection des données nécessaires à la conception de l'ouvrage puis la synthèse du dimensionnement. Nous formulerons enfin les recommandations en dernier lieu.



## **II. OBJECTIFS DU TRAVAIL**

### **II.1. Objectif général**

L'objectif général de notre travail est de faire une étude d'Avant-Projet Détaillé (APD) de la réalisation du barrage de GUIDISSI.

### **II.2. Objectif spécifique**

Il s'agit spécifiquement de faire :

- ✓ La synthèse des études topographiques, des études hydrologiques (bassin versant, apport, crues), des études pédologiques, des études socio-économiques.
- ✓ L'étude des besoins et des pertes.
- ✓ La détermination de la crue du projet
- ✓ La conception et le dimensionnement du barrage et des ouvrages annexes.
- ✓ La vérification de la stabilité du déversoir.
- ✓ L'analyse des résultats des études d'impact environnemental.

### III. GENERALITE SUR LE PROJET

#### III.1 Situation géographique du village de guidissi

Le village de Guidissi est situé au Sud-Est de la commune de Dououlougou, à 16 km du Chef-lieu de la commune et à 60 km de la Capitale du Burkina Faso en passant par Ipélcé sur la route Nationale N°6 (Ouagadougou-Léo-Frontière du Ghana). Il est limité au Nord par le village de Godin, au Sud par le village de Samsaongo, à l'Est par la commune de Kombissiri et à l'Ouest par le village de Nabinskiéma.

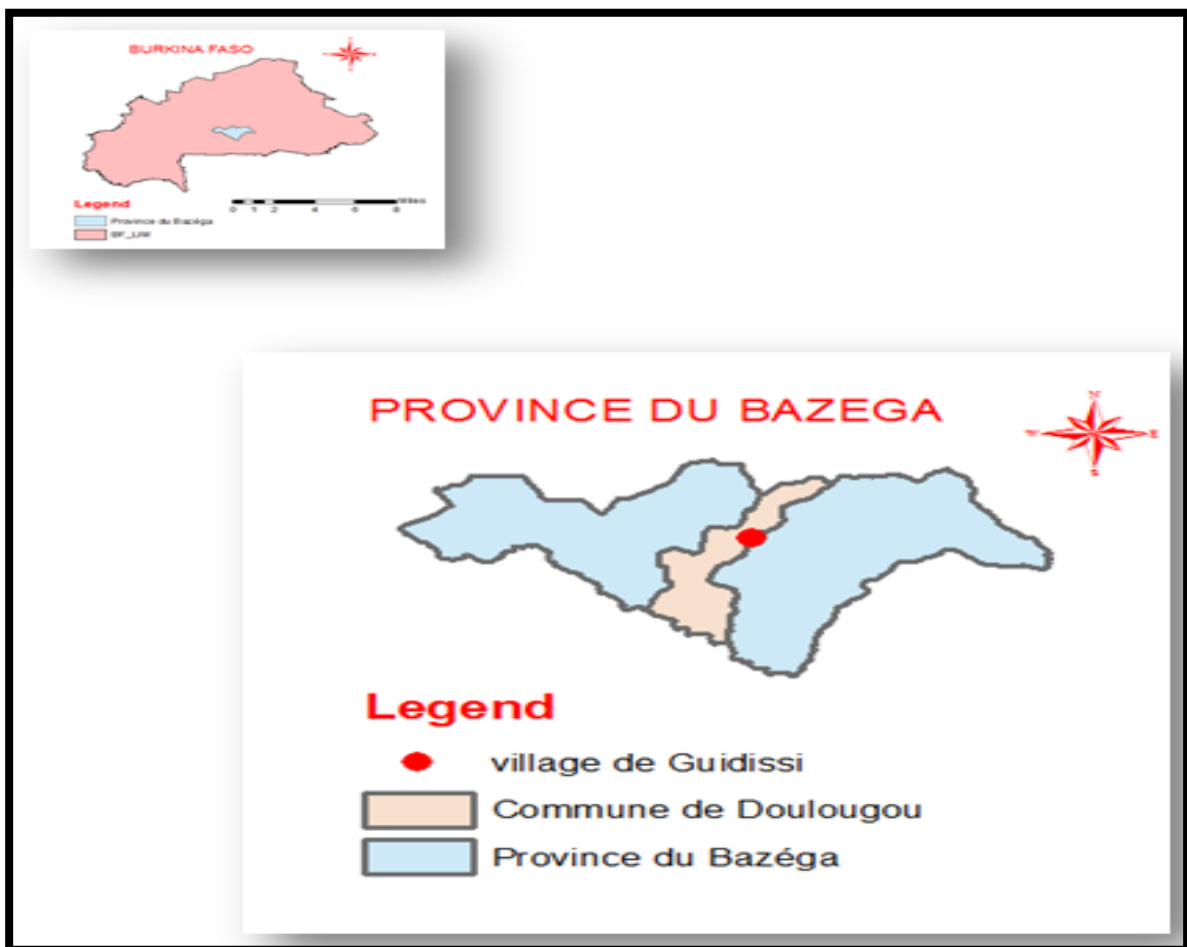


Figure 1 :plan de situation géographique de la zone du projet

## **III.2 Milieu physique (climat, végétation, sol, relief)**

### **III.2.1 Relief et les sols**

L'ensemble du relief se résume en une vaste pénéplaine avec quelques élévations qui atteignent des hauteurs remarquables dans la province du Nahouri (200 à 300 mètre d'altitude)

La région compte sept (7) types de sols, dominés par les sols ferrugineux tropicaux lessivés (64%). Les lithosols et sols peu évolués d'origine gravillonnaire occupent 17%, les vertisols et les paravertisols 5% et les sols hydromorphes 5%.

### **III.2.2 Le climat et la végétation**

Le climat est de type soudano-sahélien et comprend deux saisons :

- ✓ la saison pluvieuse qui s'étend de mai à octobre,
- ✓ la saison sèche qui s'étend de novembre à Avril. La moyenne pluviométrique annuelle varie entre 700 mm (au Nord) à 1000 mm (au Sud).

La Région du Centre-Sud est une zone de savane arborée à arbustive.

## **III.3 Situation démographique**

### **III.3.1 Inventaire des villages de la zone du projet**

La zone du projet couvre quatre villages. Il s'agit des villages de **Guidissi, Nabinskiéma, Tampoui, et Toébanèga.**

Les quatre (04) villages totalisent 3325 habitants. Le tableau ci-dessous donne un aperçu de la répartition des populations dans la zone ainsi que leur évolution jusqu'en 2020.

Tableau 2 : Projections des populations identifiées dans la zone du projet

Année	GUIDISSI	NABINSKIEMA	TAMPOURI	TOEBANEGA
2006	478	736	804	532
2007	483	744	812	538
2008	496	751	821	543
2009	510	772	843	558
2010	524	793	866	574
2011	538	815	890	589
2012	553	837	914	605
2013	568	860	939	621
2014	584	884	965	639
2015	599	907	990	655
2016	616	932	1018	674
2017	<b>632</b>	<b>957</b>	<b>1045</b>	<b>691</b>
2018	650	984	1074	711
2019	667	1010	1102	730
2020	685	1037	1132	749

Source : INSD RGPH, 2006-Monographie du Centre Sud

### III.3.2 Mouvement migratoire au niveau du village de Guidissi

Le taux de sortie des natifs du village de Guidissi à destination des autres provinces de la Région du Centre est assez faible ; Seulement 1,5 % et la majorité des immigrants vont vers la province voisine qui est le Zoundwéogo. En général, les jeunes migrent vers la capitale régionale ou Ouagadougou pour y rechercher des emplois.

Pour ce qui est du village de Guidissi il ressort que les jeunes migrent généralement vers la zone de Koubri pour mener des activités maraichères durant la saison sèche et reviennent pour la plupart en saison pluvieuse pour travailler les champs familiaux à Guidissi. D'autres habitants migrent vers le Ghana pour une durée plus ou moins supérieure à une année.

## IV. MATERIELS ET METHODES

Nous avons adopté une démarche scientifique, afin de mieux répondre aux exigences de la conception et du dimensionnement du barrage et avoir des éléments de réponses fiables mentionnées dans les termes de référence (TDR).

### IV.1 Matériels

Les matériels utilisés pour l'étude de la conception du barrage de guidissi sont les suivants :

- ✓ Un GPS pour relever les coordonnées des points importants sur le site.
- ✓ Google Earth et Global Mapper V.16 pour la délimitation du bassin versant.
- ✓ Le logiciel Arcgis pour l'élaboration des différentes cartes.
- ✓ Le logiciel Hyfran pour la vérification des traitements statistiques.
- ✓ Le logiciel CROPWAT 8.0 de la FAO pour la détermination des coefficients culturaux.
- ✓ Le logiciel Géoslope V12 pour la vérification de la stabilité des talus de la digue.

### IV.2 Méthodologie

#### IV.2.1 Études hydrologiques

##### IV.2.1.1. Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant

- ❖ **Périmètre (P) et surface (S) du bassin versant** : ces deux paramètres du bassin ont été obtenus à partir du logiciel Global Mapper
- ❖ **Indice de forme ou de compacité ( $K_G$ ) du bassin versant** : Il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie et permet de comparer entre eux les bassins de superficie identique. Le coefficient de compacité de GRAVELIUS est exprimé à partir de l'équation 1 :

$K_G = 0,282 * P * S^{-0.5} \quad (1)$	S=superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) P=périmètre (Km) K <sub>G</sub> =Indice de compacité (m)
--	--

**Rectangle équivalent** : C'est le rectangle ayant même surface et même périmètre que le bassin versant, sa longueur, ainsi que sa largeur sont données par les équations 2 et 3 :

$Leq = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4} \quad (2)$	S=superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) P=périmètre (Km) Leq=Longueur du rectangle équivalent (Km) leq=Largeur du rectangle équivalent (Km)
$leq = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16S}}{4} \quad (3)$	

❖ **Densité de drainage** : La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale du réseau hydrographique et la surface du bassin versant. Elle est obtenue à partir de l'équation 4 :

$D_d = \frac{\sum L_i}{S} \quad (4)$	S=superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) Li=Longueur totale des cours d'eau (Km)
--------------------------------------	--

❖ **Pente transversale moyenne** : Elle est déterminée en faisant la moyenne de quatre à six pentes transversales.

❖ **Répartition hypsométrique** : La courbe hypsométrique du bassin versant donnant le pourcentage de la superficie S du bassin versant située au-dessus d'une altitude donnée H, celle-ci permettra de déterminer Indice global de pente (Ig).

❖ **Indice global de pente (Ig)** : Il est l'indice qui caractérise le relief du bassin et est défini par l'équation 5 :

$Ig = \frac{0,026}{\sqrt{S}} * 1000 \quad (5)$	S=superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) Ig=Indice global de pente (m/Km)
--	---

❖ **Indice global de pente corrigé (Ig<sub>Cor</sub>)** : La pente transversale est trop différente de la pente longitudinale, on calcule alors un Indice global de pente corrigé (Ig<sub>Cor</sub>). Il est donné par l'équation 6 :

$Ig_{corr} = \frac{[(n-1)*Ig + It]}{n} \quad (6)$	n=Coefficient fonction de la longueur du rectangle équivalent Ig=Indice global de pente (m/Km) It=Pente transversale (m/Km)
---	---

**IV.2.1.2. Analyse fréquentielle des pluies**

Les analyses fréquentielles des pluies ont été faites grâce aux données pluviométriques recueillies à la station de Ouagadougou.

Les pluies moyennes annuelles (1952 – 2016) ont été ajustées à partir de la loi de GAUSS dont la fonction de répartition est décrite par l'équation 7 :

$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{u^2}{2}} du \quad (7)$ <p>avec <math>u = \frac{x - \bar{x}}{S}</math></p>	U=la variante réduite $\bar{x}$ =la moyenne S=l'écart type
--	--

Quant aux pluies maximales journalières (1952 – 2016), elles ont été traitées à partir de la loi de **GUMBEL** dont la fonction de répartition est donnée par l'équation 8 :

$F(x) = e^{-e^{-a(x-x_0)}} \quad (8)$	$x_0$ = paramètre de position $\frac{1}{a}$ = paramètre d'échelle
---------------------------------------	--

**IV.2.1.3. Débit de projet**

La détermination de la crue de projet consiste à déterminer le débit de crue pour lequel on souhaite protéger l'ouvrage (FAO, 1998). Le bassin versant n'ayant pas été jaugé, les méthodes spécialement mises au point pour les petits bassins versants de l'Afrique occidentale et centrale sont celles utilisées pour la prédétermination des débits de crue et des apports. Les deux méthodes retenues sont celles de l'**ORSTOM** et du **CIEH**. Les détails de calcul sont donnés en l'Annexe I (Etude hydrologique).

❖ **Méthode ORSTOM :**

Elle s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'hectares et plus de 1500 km<sup>2</sup>, relevant de la zone sahélienne et de la zone tropicale sèche (FAO, 1998). Le débit de crue décennal est déterminé par l'équation 9 :

$Q_{r10} = A * P_{10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}}$ $Q_{10} = m * Q_{r10} \quad (9)$	$Q_{r10}$ =Débit de pointe du ruissellement superficiel décennal (m <sup>3</sup> /s) $Q_{10}$ =Débit de crue décennal par la méthode ORSTOM (m <sup>3</sup> /s) $S$ =la superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) $P_{10}$ =pluie journalière maximale décennale (mm) $T_{b10}$ =temps de base de la crue décennale (mn) $A$ =coefficient d'abattement de VILLAUME $\alpha$ =Coefficient de pointe pris égal à 2,6 $m$ =Coefficient majorateur égal à 1,03
---	---

❖ **Méthode CIEH ou méthode statistique**

Elle a été établie sur la base d'un échantillon de 162 bassins versants répartis en Afrique francophone, peut être employée sur des bassins allant jusqu'à 1000 km<sup>2</sup>, relevant de la zone tropicale sèche ou sahélienne de l'Afrique de l'Ouest et du Centre. Elle est donnée par l'équation 10 :

$Q_{10} = a * S^s * Pan^p * Ig^i * Kr_{10}^k * Dd^d \quad (10)$	a : Constante de la régression S : la superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) Pan : Pluviométrie annuelle (mm) Ig : Indice global de pente corrigé (m/km) Kr <sub>10</sub> : Coefficient de ruissellement décennal Dd : Densité de drainage (km <sup>-1</sup> )
---	--

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

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

La valeur du débit est obtenue en faisant la moyenne des débits obtenus avec les deux équations.

❖ **Théorie de GRADEX (crue du projet)**

Selon la théorie de **GRADEX**, toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale. L'expression de cette hypothèse s'écrit :

$$Q_T = R_{T,Q} X Q_{10}$$

Avec : Q <sub>10</sub> : Débit décennale Q <sub>T</sub> : Débit relatif à une période de retour donnée R <sub>T,Q</sub> : Coefficient de passage
---

$$R_{T,Q} = \frac{Q_T}{Q_{10}} = 1 + \frac{P_T - P_{10}}{P_{10}} X \left( \frac{T_b/24}{K_r} \right)^{0,12}$$

❖ **L'Hydrogramme de crue**

Le barrage est dimensionné en tenant compte de la crue de sécurité et donnée par l'équation 11 :

$Q(t) = Q_p * \frac{2 * \left(\frac{t}{tm}\right)^{2a}}{1 + \left(\frac{t}{tm}\right)^{2a}} \quad (11)$	Q(t) : Débit à l'instant t t : instant ou Q(t)=Qp en heure tm : temps de montée en heure a : paramètre à calculer Qp= Débit de projet
---	---



❖ **La crue de sécurité**

Nous calculerons d’abord la période de retour afin d’utiliser les quantiles pour la détermination de la crue de sécurité par la méthode de gradex.

Pour le choix de la durée de retour, liée à la crue de sécurité, nous utiliserons le paramètre du risque intrinsèque ( $H^2\sqrt{V}(hm^3)$ ) recommandé par la CIGB, avec :

H : hauteur de la digue (m)
V : volume de la cuvette (hm <sup>3</sup> )

**Tableau 3 : Paramètres du risque intrinsèque**

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

Source : d’après G. DEGOUTTE, 1997

❖ **La crue de rupture du barrage**

Selon le Comité International des Grands Barrages (CIGB), la crue de rupture d’un barrage peut être approchée par l’équation 12 :

$Q_{rupt} = 2 * l * (a + 0,20)^{1,5} + 0,15 * L \quad (12)$	$Q_{rupt}$ : crue de rupture du barrage en m <sup>3</sup> /s L : longueur de la digue sans déversoir (m) ; l : longueur du déversoir (m) a : revanche totale (m)
---	---

**IV.2.1.4. Etude des apports**

L’estimation des apports en eau se fera en appliquant la méthode de Rodier présenté dans « Evaluation de l’écoulement annuel dans le sahel tropical africain » paru en 1975. Cette méthode permet de déterminer les coefficients d’écoulement du bassin versant étudié par comparaison (en fonction du type de climat, superficie du bassin versant, dénivelée spécifique, densité de drainage et la pluie moyenne annuelle) avec un bassin type étudié par Rodier et d’estimer les apports à travers l’équation suivante (13) :

<p><i>Et</i></p> $K_e = \frac{\text{Ecoulement}}{\text{Quantile}}$ <p><i>V</i>apports = <math>K_e * P * SBV</math> (13)</p>	<p>V : Volume des apports (m<sup>3</sup>)                  SBV : Surface du bassin versant (km<sup>2</sup>)                  P : Quantile pluviométrique considéré (mm)                  Ke : Coefficient d'écoulements obtenus par les abaques de RODIER</p>
---	---

Le bassin versant type choisit dans notre cas est celui de Barlo II dont les caractéristiques sont :

Bassin versant type de comparaison	Barlo II
Type de climat	Sahélien
Superficie	36,60 km <sup>2</sup>
Dénivelée spécifique (Ds)	133 m
Dénivelé de drainage (Dd)	2.08 km/km <sup>2</sup>

## IV.2.2 Étude de la cuvette

### IV.2.2.1. Courbe hauteur-Volume-Surface

Les données topographiques, nous permettent de reconstituer la courbe Hauteur-Volume du barrage. Le volume partiel est obtenu par la relation suivante du cours de barrage Licence 2&3. (GUEYE, 2012).

$V_{i+1} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * h$ (14)	<p>V<sub>i+1</sub> : volume du bassin versant en m<sup>3</sup>                  S<sub>i</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe i (ha)                  S<sub>i+1</sub> : surface du plan d'eau correspondant à la courbe i+1 (ha)                  h : dénivelée entre deux courbes de niveau n et n+1 (m)</p>
--	---

### IV.2.2.2. Calage du Plan d'Eau Normal (PEN)

La côte de calage optimale de la retenue normale du barrage est celle qui correspond au rendement topographique (rapport entre le volume d'eau stockée et le volume des remblais de la digue) le plus élevé. Afin de tenir compte des différents besoins en eau, nous devons rechercher un volume de retenue minimal.

Nous choisissons différentes côtes retenue normale afin d'estimer le rendement topographique. Ainsi nous retiendront la cote à laquelle le rendement topographique est élevé.

### IV.2.2.3. Calage des Plus Hautes Eaux (PHE)

Elle correspond au PEN augmenté de la charge au-dessus du seuil. Elle est donnée par l'équation 15 suivante :

$PHE = PEN + h$ (15)	PEH : Plan des Hautes Eaux (m) PEN : Plan d'Eau Normal (m) h : hauteur d'eau au-dessus du seuil (m)
----------------------	---

#### IV.2.2.4. Estimation des besoins en eau et des pertes

##### ❖ Hypothèses de calcul

Connaissant la consommation humaine, animale et les valeurs des différentes pertes par évaporation, infiltration et dépôt solide et les besoins en eau des cultures du périmètre à irriguer nous pouvons simuler la courbe d'utilisation de la retenue d'eau.

##### ❖ Estimation des besoins agricoles

Les valeurs des paramètres permettant d'estimer les besoins des cultures sont données par les équations 16, 17, 18 et 19 suivantes :

<p>➤ <i>si</i> <math>P \geq 20 \text{ mm}</math>      <i>Alors</i>  <math>Pe \text{ (mm)} = P - (0.15 * (P - 20))</math> (16)</p> <p>➤ <math>Pe \text{ (mm)} = P</math> <i>si</i> <math>P &lt; 20 \text{ mm}</math> (17)</p> <p>➤ <math>Bn = Kc * ET0 - Pe</math> (18)</p> <p>➤ <math>Bb = \frac{Bn}{e}</math> (19)</p>	<p>P = pluviométrie moyenne mensuelles (mm)                  Pe=Pluie efficace (mm) Source <b>IRAT (Institut de recherches agronomiques tropicales et des cultures vivrières (Paris – France))</b>.                  Kc=Coefficient cultural de la plante                  ET0= Evapotranspiration de référence (mm)                  e= Efficience du système d'irrigation                  Bn= Besoins nets (mm)                  Bb= Besoins bruts (mm)</p>
---	--

En saison sèche nous effectuons le maraichage. Pour cela nous déterminerons les besoins totaux de chaque culture maraichère que sont la tomate, l'oignon et le haricot vert. Pour plus de sécurité, il sera considéré **les besoins en eau de la plante la plus contraignante (oignon) (Dr KEITA 2009)**.

##### ❖ Estimation des besoins pastoraux

Les besoins en eau pastoraux ont été estimés à partir du nombre de bétail à desservir et de la consommation qui est de 40 litres/jour/UBT pour le gros bétail et 5 litres/jour/UBT pour le petit bétail. La population d'UBT a été actualisée à l'aide de l'équation 20 suivante avec des taux d'accroissement qui sont respectivement de 2% et 3% (**Source : Statistiques du Secteur de l'élevage au Burkina Faso Animaux, 2008**) :

$P_n = P_0 (1 + Tx)^n \quad (20)$	$P_n$ = population à l'échéance du projet $P_0$ = population initiale $n$ = nombre d'année $Tx$ = taux d'accroissement
-----------------------------------	---

❖ **Besoins domestiques**

Pour les besoins domestiques d'après les enquêtes faites sur le terrain, nous décidons d'allouer 20 litres/jour/habitant.

❖ **Évaporation**

A partir des valeurs d'évaporation d'un bac, il est possible d'établir une corrélation avec les valeurs d'évaporation d'un lac par la formule de POUYAUD (**COMPARORE, 1996**).

$Elac = 1,664 * Ebac_A^{0,602} \quad (21)$	$Elac$ : évaporation du plan d'eau (mm/j) $Ebac_A$ : évaporation au bac A (mm/j)
--	---

❖ **Infiltration**

D'après les études faites par certains auteurs il ressort que l'infiltration au niveau de la cuvette est de l'ordre de 1 à 3mm/jour. Notre site se trouvant en zone sahélienne nous décidons de prendre une valeur de 2 mm/jour.

❖ **Dépôts solides**

Il existe tout un ensemble de formules permettant d'évaluer de manière plus ou moins fiable l'importance des apports solides. Celle utilisée est celle de (**KARAMBIRI, 1998**) donné par l'équation 22, du fait que son élaboration a été faite en grande partie sur des recherches faites sur les retenues du Burkina Faso.

$D = 137 * \left( \frac{P}{700} \right)^{-2,02} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]^{1,15}$ <p><i>Et</i></p> $V_s = D * S * n \quad (22)$	$h$ : paramètre anthropique, pris ceci égale à 0,55 (bassin versant comportant des petites villes et des villages moyens) ; $r$ : paramètre morphologique, pris égale à 0,55 (relief moyen) $P$ : la pluviométrie moyenne annuelle (mm) ; $S$ : la superficie du bassin versant (km <sup>2</sup> ) $D$ : la dégradation spécifique annuelle (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an) ; $V_s$ : Volume de dépôts solides (m <sup>3</sup> /an) $n$ : la durée de vie de l'ouvrage
---	--

### IV.2.3 Etude de la digue

#### IV.2.3.1. Calage de la digue (E) :

La hauteur de la digue est la côte 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 23 suivante :

$H_D = H_r + h + R = PHE + R \quad (23)$	Hr= hauteur de la retenue (m) ou PEN h=lame d'eau au-dessus du seuil (m) R=revanche (m)
--	---

#### IV.2.3.2. Largeur de la crête :

La largeur de la crête est dimensionnée pour la circulation des engins et pour l'entretien de l'ouvrage( GUEYE, 2014). Elle est calculée par la formule de KNAPPEN et de PREECE correspondant aux équations 24 et 25 :

Formule de <b>KNAPPEN</b> $lc = 1,65 * \sqrt{H_D} \quad (24)$	H <sub>D</sub> : Hauteur de la digue en (m) lc : largeur en crête de la digue en (m)
Formule de <b>PREECE</b> $lc = 1,1 * \sqrt{H_D} + 1 \quad (25)$	H <sub>D</sub> : Hauteur de la digue en (m) lc : largeur en crête de la digue en (m)

#### IV.2.3.3. Largeur en base :

La digue étant de forme trapézoïdale, la largeur en base est donnée par l'équation 26

$L_b = L_c + (m_{amont} + m_{aval}) * H_D \quad (26)$	Lc=largeur en crête de la digue (m) m <sub>amont</sub> = (Fruit de berge amont) m <sub>aval</sub> = (Fruit de berge aval) H <sub>D</sub> =hauteur de la digue (m)
---	--

#### IV.2.3.4. Revanche libre

La revanche est une tranche d'eau comprise entre le PHE et la crête du barrage. Cette hauteur permet de protéger la digue des risques d'invasion, son calcul doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau et vitesse du vent (.COMPAORE, 1996) .Elle est donnée par la formule de GAILLARD à l'équation 28 :

$R = 0,75 * (h + \frac{v^2}{2g}) \quad (28)$	h=hauteur des vagues (m) U= vitesse du vent en km/h V=vitesse de propagation des vagues (m/s)
$V=1,5+\frac{2}{3}*h \text{ et } V = f(U)$	

#### IV.2.3.5. Pentes des talus de la digue.

Les pentes sont fixées en tenant compte des caractéristiques géotechniques et de la nature des matériaux de construction de la digue.

Pour un barrage en terre homogène à fort pourcentage d’argile, avec une hauteur de digue comprise entre 5 et 10 m ; la pente 2,5H/1V est admise aussi bien à l’aval qu’à amont.

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

Source : LO (2016), cours de barrage, page 161

#### IV.2.3.6. Infiltration et hydraulique interne

Cette étude consiste à analyser les conditions d’étanchéité des corps de remblai (Puech et Chabi-Gonni, 1983), tout 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.

$q = k_h * Y_0 \quad (29)$ $Y^2 - 2xY_0 - Y_0^2 = 0 \quad (30)$ $Y_0 = (H_r^2 + d^2)^{1/2} - d \quad (31)$	<p><math>Y_0</math> : Point d’intersection de l’axe des ordonnées et de la parabole de Kozeny  <math>H_r</math> : tirant d’eau à l’amont (m)  <math>d</math> : largeur en base du barrage diminuée de 0.7 b et de la longueur du drain (m)  <math>q</math> : débit de fuite par mètre linéaire (m<sup>3</sup>/s/ml)  <math>k_h</math> : Perméabilité de la digue (m/s)</p>
--	--

#### IV.2.3.7. Filtres et drains

Le filtre horizontal doit permettre 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.

Le filtre vertical sert de lieu de transition entre le remblai de la digue et le drain vertical. Il sert à éviter l’entraînement des particules fines du remblai par l’eau. Les caractéristiques des filtres sont données par les équations 32 et 33 :

$e = 2 * \sqrt{\left(\frac{q * l_d}{k_d}\right)} \quad (32)$	e : épaisseur (m) ld : longueur (m)
$l_d = \frac{L_b}{3} \quad (33)$	Lb : largeur en base de la digue (m) Kd (perméabilité du drain en m/s)
<b>La valeur minimale recommandée est de 0,5 m (Source : Techniques des petits barrages en Afrique Sahélienne et Equatoriale page 193)</b>	

#### IV.2.4 Ouvrages annexes

##### IV.2.4.1 Évacuateur de Crue

###### ❖ Longueur du seuil déversant

La longueur du seuil déversant a été déterminée avec la crue brute. Elle est donnée à l'équation 35. Nous utilisons la loi de débit du déversoir dénoyé avec la crue de projet et la crue de sécurité (on considère que la totalité de la crue est évacuée par l'évacuateur).

$L = \frac{Q}{m \times (2 \times g)^{1/2} \times h^{3/2}} \quad (35)$	Q= débit du projet (m <sup>3</sup> /s) L=longueur du seuil déversant (m) M=coefficient de débit du seuil déversant (profil trapézoïdal) g= Constante de gravitation g(m/s <sup>2</sup> ) h= lame d'eau déversante (m)
---	---

###### ❖ Bassin de dissipation et Chenal d'évacuation

Le bassin de dissipation est la partie de l'évacuateur qui sert à dissiper l'énergie de chute et son action érosive. Il doit pouvoir contenir le ressaut hydraulique à l'aval. Le choix du type de bassin de dissipation a été fait en fonction de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin et du nombre de Froude.

Les dimensions géométriques du bassin ont été estimées soit à partir des abaques proposés par **GRESILLON** et **LAHAYE**, soit à partir de formules de calcul.

Les eaux déversées dans le bassin de dissipation seront acheminées par un chenal d'évacuation et délimitées par des diguettes de protection. Les caractéristiques du chenal ont été définies par les lois d'écoulement en surface libre (MAR, 2004).

$\frac{Q_{\text{Projet}}}{K_s * \sqrt{I}} = \frac{y_n * (b + m y_n)^{\frac{5}{3}}}{(b + 2 y_n * \sqrt{1 + m^2})^{\frac{2}{3}}}$ $Fr = \frac{V1}{g * y1}$ $V1 = \frac{Qs}{y1}$	<p>Q<sub>Projet</sub> : débit du projet (m<sup>3</sup>/s)                  K<sub>s</sub> : coefficient de rugosité de Manning Strickler                  I : Pente longitudinale (m/km)                  y<sub>n</sub> : Tirant d'eau normal (m)                  b : largeur en plafond (m)                  V1 : vitesse à l'entrée du Bassin de dissipation (m/s)                  Y1 : Tirant d'eau à l'entrée du Bassin de dissipation(m)                  Q<sub>s</sub> : Débit spécifique (m<sup>3</sup>/s/ml)</p>
---	---

**IV.2.4.2 Étude de Stabilité du déversoir**

Pour le poids propre du déversoir, nous avons décomposé sa géométrie en élément simple (rectangle, triangle) et avec un poids volumique du béton de 24 kN/m<sup>3</sup>, déterminer les poids élémentaires par la formule  $W_i = \gamma_i \times S_i$

Le barrage étant soumis à une lame d'eau déversante de hauteur h en situation de PHE, nous aurons une poussée hydrostatique à l'amont donnée par  $P_{hydro} = \frac{1}{2} \gamma_w H_r (H_r + 2h)$

Pour le diagramme des sous pressions, nous avons tenu compte de l'effet de la parafouille placée à l'amont en prenant  $\lambda = 2/3$ , soit  $U_A = \gamma_w (h + \frac{2}{3} \times (H - h))$

La poussée des sédiments est donnée par :

$$P_{sédiment} = \frac{1}{2} \gamma_s h_s^2 \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \text{ kN/ml}$$

❖ **La stabilité au glissement**

Vérifier la stabilité au glissement, revient à comparer la force tangentielle de glissement admissible sous le mur avec la composante tangentielle réellement appliquée. Il y a stabilité si

$$: F_G = \frac{\Sigma(W-u) \tan \phi}{\Sigma(P)} \geq 1,2$$

❖ **La stabilité au renversement**

L'étude de stabilité au renversement consiste à calculer par rapport au point B, les moments des forces motrices et forces résistantes. On écrit le rapport des moments stabilisants sur des moments renversants, considéré comme coefficient de sécurité au renversement. Il y a stabilité au renversement si le coefficient de renversement  $FR > 1,5$ .

$$\text{Le coefficient de renversement } F_R = \left| \frac{M_S}{M_R} \right|$$



L'excentricité  $e$  du point d'application de la résultante des forces appliquées à l'ouvrage par rapport au centre de gravité  $G$  de la surface de la base  $S$  est :

$$\text{Excentricité } e = Y_{Gouv} \left( \frac{M_s - M_r}{F_v} \right) - \left( \frac{M_s - M_r}{F_v} - X_{Gouv} \right), \text{ la règle du tiers centrale } \frac{-b}{6} < e < \frac{b}{6}$$

❖ **Stabilité au poinçonnement**

La résistance au poinçonnement est assurée lorsque la pression normale sous le massif est toujours inférieure à la pression admissible du sol.

Les contraintes doivent être positives mais inférieure à la contrainte du sol ( $\sigma_A$  et  $\sigma_B$  positive mais  $< \sigma_{sol}$ )

La contrainte admissible du sol est donnée par l'équation suivante :

$$\sigma_{adm.sol} = \frac{1}{2} \times B \times \gamma_{sol} \times N_y + C \times N_c + \gamma_{sol} \times D \times N_q$$

La contrainte maximale soumise au sol est donnée à l'équation ci-dessus :

$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm.sol}$ <p><i>Avec</i></p> $\sigma_{max} = \left( \frac{\sum(W-u)}{B} \right) * \left( 1 + 6 * \frac{e}{B} \right)$	<p><math>\gamma</math> : Poids Volumique du sol sous la base de la fondation (KN/m3)  <math>\Phi</math> : Angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation (rad)  <math>N_y</math> : Facteur de portance obtenu par interpolation  <math>C</math> : Cohésion du sol sous la base de la fondation  <math>N_c</math> : Facteur de portance obtenu par interpolation  <math>D</math> : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation (m)  <math>N_q</math> : Facteur de portance obtenu par interpolation  <math>\sigma_{max}</math> : Contrainte maximale imposée au sol de fondation (MPa)  <math>B</math> : largeur du déversoir  <math>e</math> : excentricité</p>
--	---

**IV.2.4.3 La stabilité du mur bajoyer**

❖ **La stabilité au glissement**

Pour éviter un glissement il faut que le coefficient de sécurité au glissement  $FG \geq 1,2$ :

$$F_G = \frac{\sum(W-u) \tan\phi}{\sum(P)} \geq 1,2$$

$F_G$  : coefficient de sécurité au glissement dans le cas où la cohésion est nulle

❖ **La stabilité au renversement**

L'étude de stabilité au renversement consiste à calculer par rapport au point B, les moments des forces motrices et forces résistantes. On écrit le rapport des moments stabilisant sur des moments renversant, considéré comme coefficient de sécurité au renversement. Il y a stabilité au renversement si le coefficient de renversement  $FR > 1,5$ .

Le coefficient de renversement  $F_R = \left| \frac{M_S}{M_r} \right|$

❖ **Stabilité au non soulèvement**

La condition de non soulèvement est :  $-\frac{B}{6} \leq e \leq \frac{B}{6}$  avec  $e = \left( \frac{M_S - M_r}{Fv} \right)$

## V. SYNTHÈSE DES ÉTUDES DE BASE

### V.1. Synthèse des études socio-économique

L'agriculture reste l'activité dominante dans le village de Guidissi et occupe plus de 86% de la population à l'instar des autres villages du Burkina Faso. Cependant d'autres activités économiques sont pratiquées dans le village, telles que l'élevage, l'exploitation des ressources naturelles, l'artisanat et le petit commerce.

#### ❖ Agriculture

Les principales productions agricoles sont les cultures vivrières traditionnelles (principalement des céréales), les cultures de rente, les cultures maraichères, l'arboculture, les fruits et légumes.

#### ❖ Elevage

D'une manière générale, on distingue le petit élevage villageois, l'élevage agro-pastoral sédentaire et l'élevage transhumant.

L'effectif du cheptel dans la commune de Doulogou selon le taux de croissance de l'ENECII indiqué est présenté dans le tableau ci-dessous :

**Tableau 4 : Estimation du cheptel de la commune de Doulogou**

CHEPTEL	BOVIN	OVIN	CAPRI N	ASIN	PORCI N	VOLAILL E
Taux de croissance (%)	4,7	2,3	3,3	6	10	4,5
<b>Effectif 2008</b>	9091	12967	25101	4516	4179	101060
<b>Effectif 2013</b>	11975	33065	5948	5948	5504	133124
<b>Effectif 2018</b>	12538	33825	6144	6305	6054	139115

**Source : Projections sur la base des données de l'ENEC II\_2003**

### V.2. Synthèse de l'étude géotechnique.

Ces études ont été menées en vue de définir les caractéristiques du sol de fondation dans l'axe prévu pour la digue du barrage et de définir les zones d'emprunts pour les matériaux de construction viables pour la mise en œuvre des différents ouvrages : digue, déversoir, ouvrages annexes.

❖ **Sols de fondation sous la digue**

Six (06) sondages ont été réalisés dans l'axe de la digue à des profondeurs allant de 0,6 m (en rive) à 5,5 m (lit mineur)

✓ En rive gauche

Le matériau retrouvé s'apparente à une **argile limoneuse** :

- Gravier : 1 % ; argile : 38 % ; passant au tamis 80  $\mu m$  : 81 %
- Limite de liquidité (LL) : 32,6 % ; Indice de plasticité (IP) : 14,5 %

Dans la classification USCS, ce matériau se range dans la catégorie des « argiles peu plastiques », CL, compactes in-situ.

Le coefficient de LANE qui sera employé pour l'étude de la tranchée d'ancrage en rive gauche est : **C = 2,5**.

✓ Au lit mineur

Le matériau retrouvé s'apparente à une **argile limoneuse** :

- Gravier : 0 % ; argile : 33,5 % ; passant au tamis 80  $\mu m$  : 74,5 %
- Limite de liquidité (LL) : 25,6 % ; Indice de plasticité (IP) : 10,5 %

Dans la classification USCS, ce matériau se range dans la catégorie des « argiles peu plastiques », CL, compactes in-situ.

Le coefficient de LANE qui sera employé pour l'étude de la tranchée d'ancrage au lit mineur est : **C = 3**.

✓ En rive droite

Le matériau retrouvé s'apparente à une **argile limoneuse** :

- Gravier : 4 % ; argile : 39 % ; passant au tamis 80  $\mu m$  : 75 %
- Limite de liquidité (LL) : 32,9 % ; Indice de plasticité (IP) : 14,8 %

Dans la classification USCS, ce matériau se range dans la catégorie des « argiles peu plastiques », CL, compactes in-situ.

Le coefficient de LANE qui sera employé pour l'étude de la tranchée d'ancrage en rive gauche est : **C = 2,5**.

❖ **Les emprunts et carrières :**

- ✓ D'argiles et de latérites sont dans l'environnement immédiat du barrage. Des essais complets ont été faits sur ces matériaux et confirment leur aptitude à répondre aux sollicitations d'une digue en terre ;

Pour l'argile :

- Une superficie d'environ 3,5 ha sur 0,5 m (17 500 m<sup>3</sup>) ;
- Un désherbage sur 15 cm par endroit sera nécessaire.

Pour la grave latérite :

- Une superficie d'environ 2 ha sur 0,45 m (9 000 m<sup>3</sup>) ;
- Un désherbage sur 25 cm par endroit sera nécessaire.
- ✓ Du sable se trouve dans un cours d'eau et accessible en saison sèche,
- ✓ Des carrières de gravier sont situées à 8 km au Sud du site du barrage et accessible par la voie bitumée Ouaga-Léo au niveau du village Rakai à 4 km ;
- ✓ Des carrières de moellons sont disponibles en quantités considérables Galet granitique à 7 km en aval du barrage, moellons latéritiques en abondance sur plusieurs hectares mais inaccessibles en ces temps de pluie.

❖ **L'inspection visuelle du site**

Elle a consisté à parcourir l'axe identifié, à pied, de la rive gauche vers la droite. Au cours de ce parcours, réalisé avec des habitants du village de Guidissi, un maximum d'informations visuelles a été relevé concernant le site et notamment le niveau d'eau maximal du plan d'eau en saison pluvieuse.

Le site est favorable pour un barrage au regard de la hauteur maximale visible.

Lors du levé topographique, des marques de crues (essentiellement sur la base des indications des riverains) ont été positionnées. Leur examen montre qu'en période de crue, la cote 303,50 est atteinte.

### **V.3. Notice d'impact environnemental (NIE)**

#### **V.3.1 Les impacts négatifs sur l'environnement**

Les impacts négatifs se répercuteront sur le milieu humain et biophysique. Il s'agit de/des :

- ✓ la coupe des arbres et la destruction de certains écosystèmes du milieu.
- ✓ l'insécurité, la pollution de l'air (gaz d'échappement, poussière), nuisances provoquées par la circulation des engins (faible portée et temporaires)
- ✓ la destruction de biens privés et des habitations situés dans l'emprise ou à proximité du projet impliquant ainsi le déplacement involontaire des populations ;
- ✓ accidents d'animaux lors de l'abreuvement si des aménagements ne sont pas prévus pour l'accès à l'eau par les animaux.
- ✓ la pollution de l'eau du barrage ;
- ✓ etc...

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

#### **V.3.2 Les impacts positifs sur l'environnement**

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

- ✓ l'intensification des productions agricole et piscicole ;
- ✓ l'amélioration des conditions de vie (qualité nutritionnelle) des populations de la zone du projet ;
- ✓ le renforcement des capacités des producteurs et de leurs structures faîtières ;
- ✓ la création d'emplois ;
- ✓ l'accroissement des revenus ;
- ✓ la fixation des jeunes dans la zone ;

### V.3.3 Plan de mise en œuvre des mesures d'atténuation

Tableau 5 : Plan de mise en œuvre des mesures d'atténuation

<u>Impacts négatifs potentiels</u>	<u>Mesures d'atténuation</u>
Risque de blessures lors du débroussaillage et dessouchage, remblaiement et déblaiement	-Sensibiliser les ouvriers sur le terrain -Doter chaque équipe d'une trousse de premiers secours
Transmission de maladies sexuellement transmissibles, grossesse non désirée	sensibilisation du personnel ouvrier
	sensibilisation des populations
Nuisances diverses	-Gestion efficace des déchets solides et liquides -Interdiction de travailler la nuit sauf dérogation faisant l'objet d'accord communal
Détérioration de la qualité de l'air ambiant	-Arrosage périodique et fréquent des pistes à la traversée des villages
Perturbation de la circulation locale pendant les travaux	Faire respecter les normes de circulation
Destruction de la végétation	Sensibilisation du personnel travaillant sur les respects de l'environnement
	Contrôles périodiques des respects de l'environnement
	-Plantation de compensation dans les villages limitrophes de chaque site -Aménagement des berges du barrage pour assurer sa protection -Restauration des carrières
Risques d'accidents sur les animaux	Installation de panneaux de limitation des vitesses
Braconnage	Renforcement des capacités des services locaux de l'environnement
	Interdiction au personnel l'abatage des animaux sauvages
Diminution des quantités d'eau par les prélèvements abusifs	Interdiction de prélèvement au niveau des points d'eau sensibles
Pollution des eaux par des polluants laissés sur le sol	Sensibilisation du personnel travaillant sur les chantiers
	Bonne gestion des déchets
Erosion et ensablement	Aménagement et protection des berges selon la réglementation en vigueur
Perte des plantations, de maisons et des terrains	Indemnisation des propriétaires et leur réinstallation sur d'autres sites

## VI. RESULTATS ET DISCUSSIONS

### VI.1 Etude hydrologique

#### VI.1.1 Analyse fréquentielle

Les différents quantiles obtenus à partir de l'analyse fréquentielle sont reportés au tableau 5

**Tableau 6 : Quantiles pluviométriques**

Caractéristiques	Valeurs (mm)
Pluie annuelle moyenne	761,41
Pluie décennale humide	987,5
Pluie décennale sèche	404,0
Pluie quinquennale humide	1104,4
Pluie quinquennale sèche	482,9
Pluie journalière décennale humide	123,80
Pluie journalière décennale sèche	11,48
Pluie journalière centennale humide	171,37
Pluie journalière centennale sèche	26,02

#### VI.1.2 Caractéristique du bassin versant

##### ❖ Localisation et tracé du bassin versant

L'exutoire du bassin versant du barrage de Guidissi en amont de la cuvette est défini aux coordonnées ci-après :

Coordonnées	
Polaires	11°51'29,82''N / 1°29'35,98''O
UTM	30P 664117,58 m
	1311326,46

Ces coordonnées nous permettent de localiser et tracer le bassin versant du barrage ci-après :



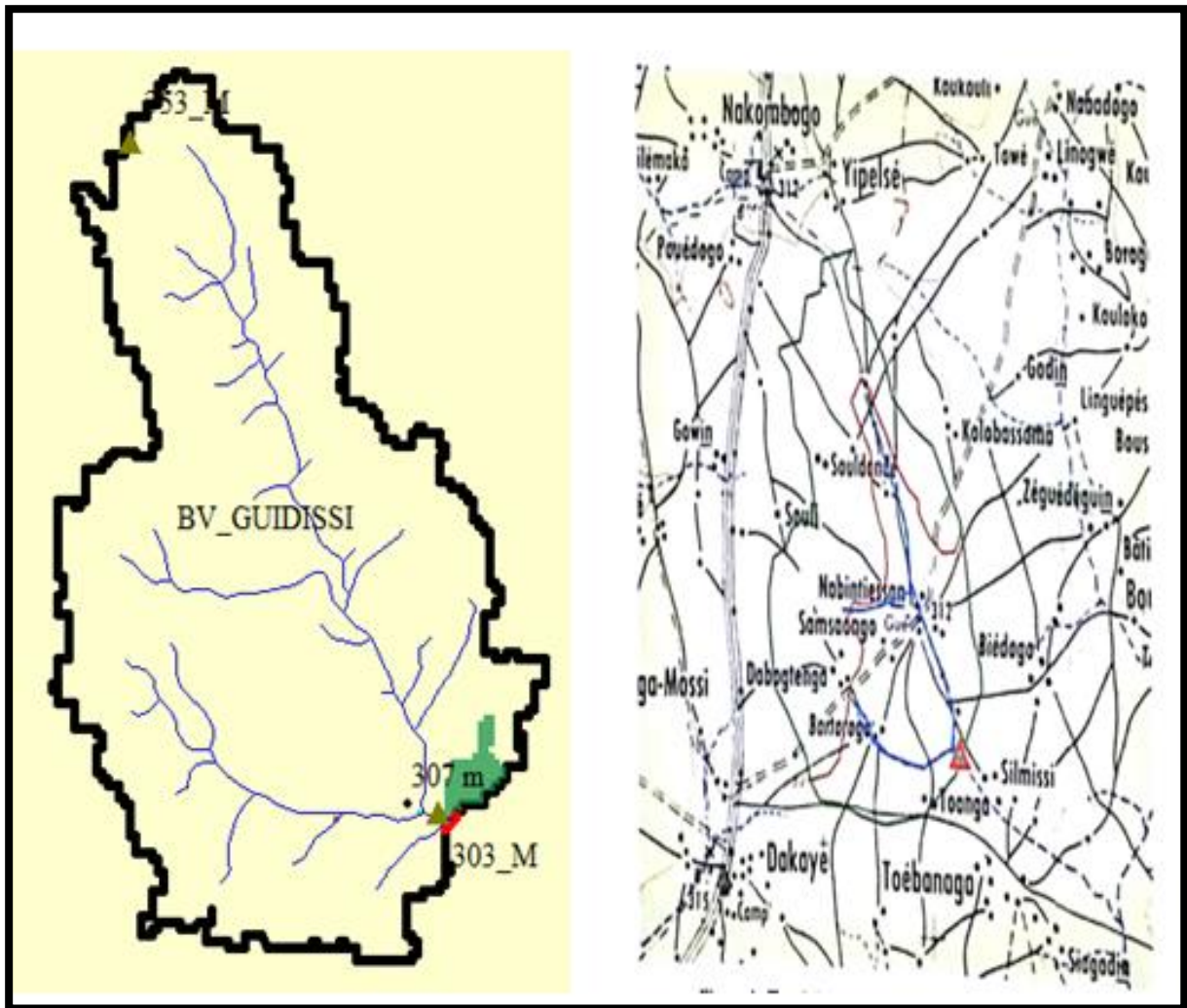


Figure 2 : Bassin versant du barrage de Guidissi

Le bassin versant du site étudié, se trouve dans le sous bassin versant national Nazinon, le bassin versant national et international de la Volta. Il est situé dans la province du Bazèga, dans la région du Centre-Sud. Le cour d'eau sur lequel se trouve le barrage est un affluent du Nazinon.

❖ **Le réseau hydrographique**

Ce réseau présente un aspect radial. Il s'agit d'un cour d'eau long de 8,97 km environ pour une dénivelée de 32 m soit une pente longitudinale de 3,5 m/km.

La pente transversale du bassin versant est estimée à 6,7 m/km.

❖ **Caractéristique topographique du bassin versant**

Le bassin versant se définit comme étant la totalité de la surface topographique drainée par un cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section. Il est entièrement caractérisé par son exutoire à partir duquel nous pouvons le délimiter (Dr NIANG, 2013).

❖ **Courbe hypsométrique**

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

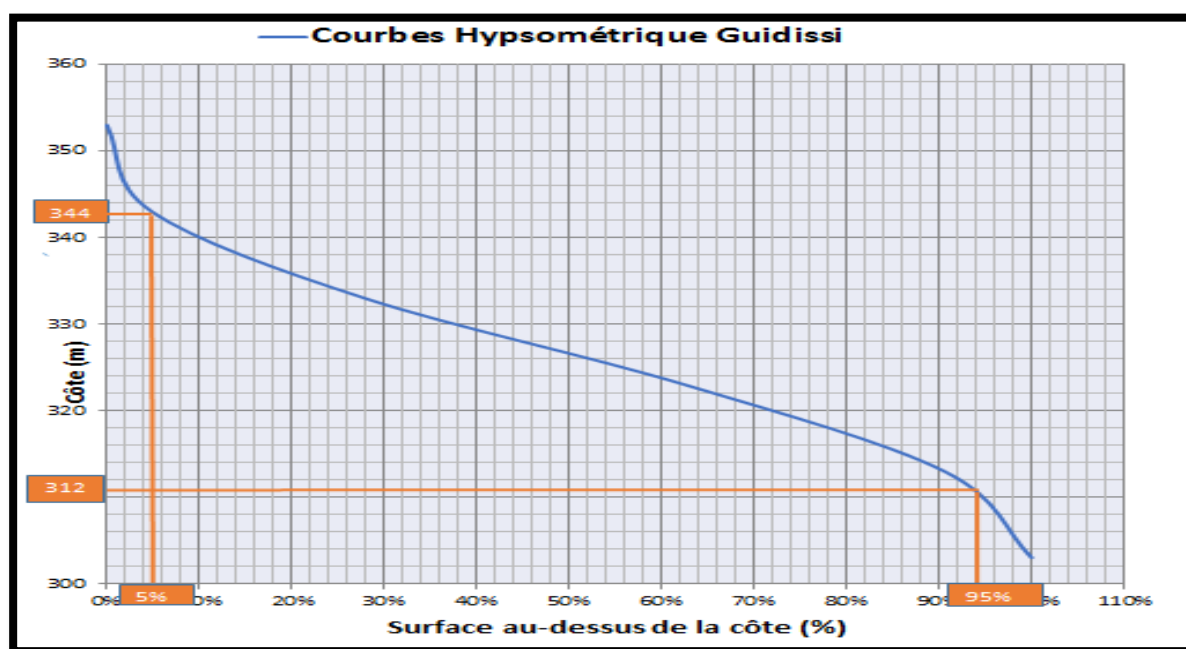


Figure 3 : Courbe hypsométrique du barrage de guidissi

Le tableau ci-après résume des paramètres physiques du bassin versant :

Tableau 7 : Caractéristique topographique du bassin versant

Périmètre (km)	29,12
Superficie (km <sup>2</sup> )	42,92
Longueur du cour d'eau principale (km)	7,22
longueur totale des cours d'eau (km)	13,12
Pente transversale (m/km)	6,72
Indice de compacité de Gravélius	1,25
Longueur du rectangle équivalent (km)	10,45
Largeur du rectangle équivalent (km)	4,11
Longueur du thalweg (km)	7,22
Altitude maximale(m)	349
Altitude minimale(m)	310

Altitude à 5% de la surface(m)	344
Altitude à 95% de la surface(m)	312
Altitude moyenne	329,5
Altitude médian	327
Indice global de pente	Ig=3,06 m/km
Indice global de pente corrigé	Igc=4,28 m/km
Indice global de pente retenu	Ignet=4,28 m/km
Dénivelé spécifique	Ds=20,06
Densité de drainage	Dd=0,31 km/km <sup>2</sup>
Type de relief	Relief faible
Type de réseau hydrographique	Radial
Infiltrabilité	I= RI

La note de calcul hydrologique se trouvant en annexe I, donne les détails de calculs de ces paramètres.

#### ❖ Pédologie

Le bassin versant du barrage de Guidissi se situe sur des sols ferrugineux cultivés avec relief faible et buttes cuirassés.

La zone est relativement imperméable car située dans une zone de perméabilité faible.

Ainsi l'infiltration du bassin versant sera RI (selon la classification de perméabilités des bassins versants de Rodier et Auvray, 1965).

### **VI.1.3 Prédétermination de la crue du projet**

Le bassin versant de Guidissi étant non jaugé, les méthodes ad hoc sont celles de prédétermination des débits de crue et des apports. Les deux méthodes ici employées sont les méthodes de CIEH et ORSTOM.

#### **VI.1.3.1. Débit projet**

L'utilisation des deux méthodes de calcul du débit maximal nous a permis d'avoir respectivement les valeurs pour la méthode de l'**ORSTOM** et du **CIEH**. Comme l'ouvrage à mettre en place est un ouvrage de sécurité, nous allons retenir la valeur fournie par la méthode **ORSTOM** pour avoir de la sécurité.

**Tableau 8 : Débit de projet**

	DÉSIGNATION	UNITÉ	VALEUR
<b>Méthode ORSTOM</b>	Crue décennale	m <sup>3</sup> /s	21,44
<b>Méthode CIEH</b>	Crue décennale	m <sup>3</sup> /s	18,99
<b>Débit retenu</b>	Crue décennale retenue	m <sup>3</sup> /s	<b>21,44</b>
<b>Débit Projet</b>	Coefficient majorateur		5,80
	Crue centennale	m <sup>3</sup> /s	124,39
	Crue centennale retenue	m <sup>3</sup> /s	<b>125</b>

**VI.1.3.2. Crue de sécurité**

Le barrage de Guidissi est dimensionné en tenant compte de la crue de sécurité. La crue de sécurité est de l'ordre de **225 m<sup>3</sup>/s**.

**VI.1.3.3. Crue de rupture**

La crue de rupture est la crue qui, lorsqu'elle arrive, peut entraîner la destruction de la digue. Elle est de **503 m<sup>3</sup>/s**.

**VI.1.3.4. Apports liquides du bassin versant**

Les apports pour différentes fréquences sont reportés au tableau 9 ; Pour la mise en œuvre d'un aménagement agricole en aval de la retenue, la simulation se fera avec la valeur fournie par la quinquennale sèche.

**Tableau 9 : Apports liquides en années sèches**

Fréquence de dépassement	Période de retour	Coefficient d'écoulement Ke	Apport (m <sup>3</sup> )
0,9	Décennale sèche	5,15 %	1 353 390,95
0,8	Quinquennale sèche	6,46 %	1 838 388,35
0,5	Moyenne	7,76 %	2 536 607,56

Les détails de calcul de la méthode de Rodier sont donnés en annexe I.

## VI.2 Conception et dimensionnement de la digue

### VI.2.1. Courbe Hauteur-volume et Hauteur surface

Après l'implantation de l'axe de la digue, on obtient les courbes Hauteur-Volume et Hauteur-Surface en estimant les surfaces moyennes entre les plans définis par courbes de niveau se renfermant sur l'axe du barrage sur le plan topographique.

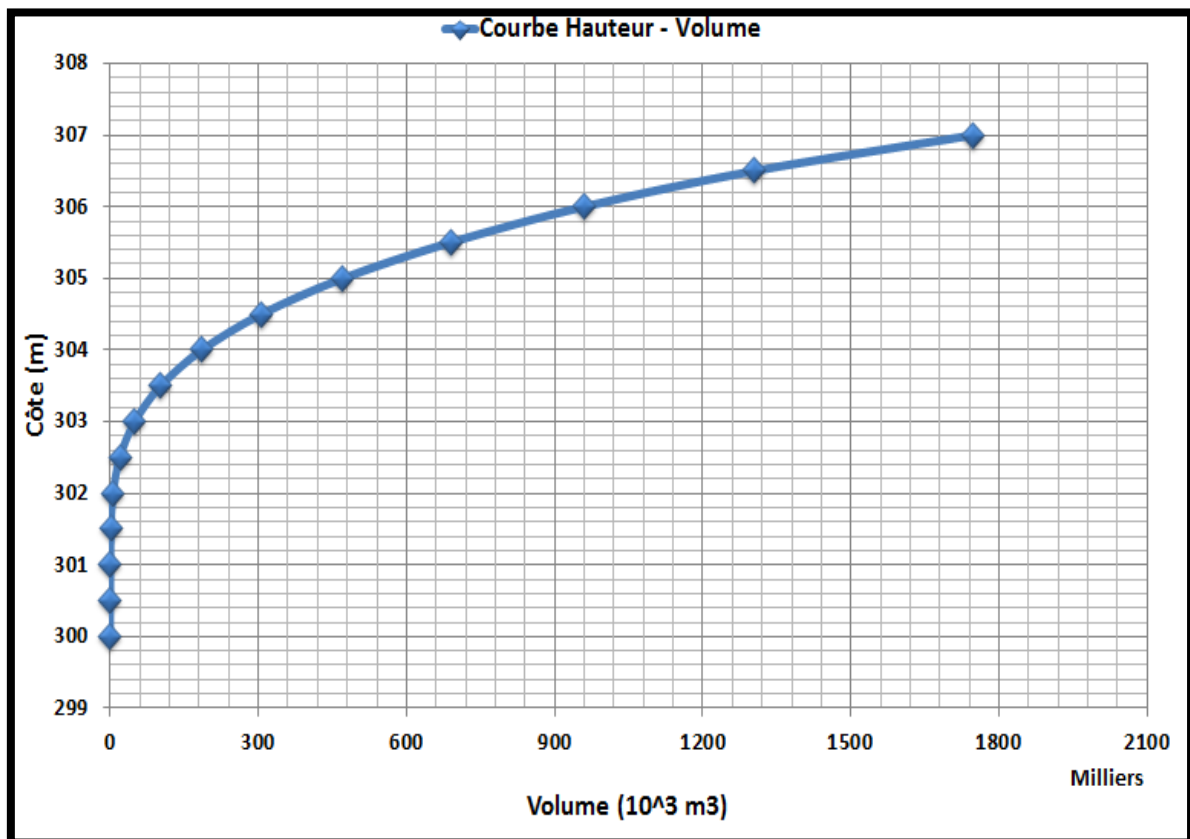


Figure 4 : Courbe Hauteur-Volume du barrage de Guidissi

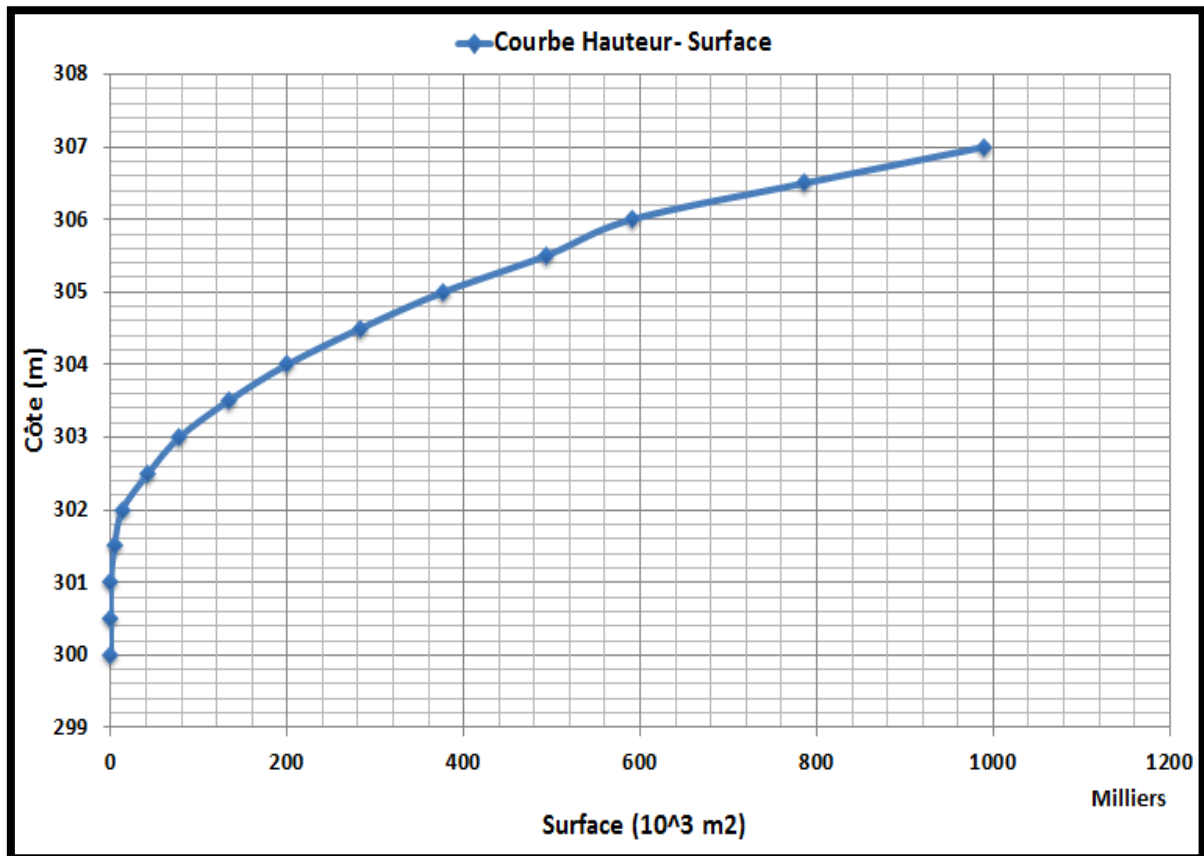


Figure 5 : Courbe Hauteur-Surface du barrage de Guidissi

### VI.2.2. Conception de la fondation de la digue

A l'issue des investigations géotechniques, il a été recommandé d'ancrer la fondation du barrage à 6 m sur 80 à 100 m.

En exploitant le profil en long de la digue, on détermine les profils à partir desquels, cette profondeur sera appliquée : des Points Métriques (PM) 756 à 846. Au-delà de ces PM, la profondeur varie de 6 à 0,5 m. La figure ci-après présente la tranchée par rapport au terrain naturel.

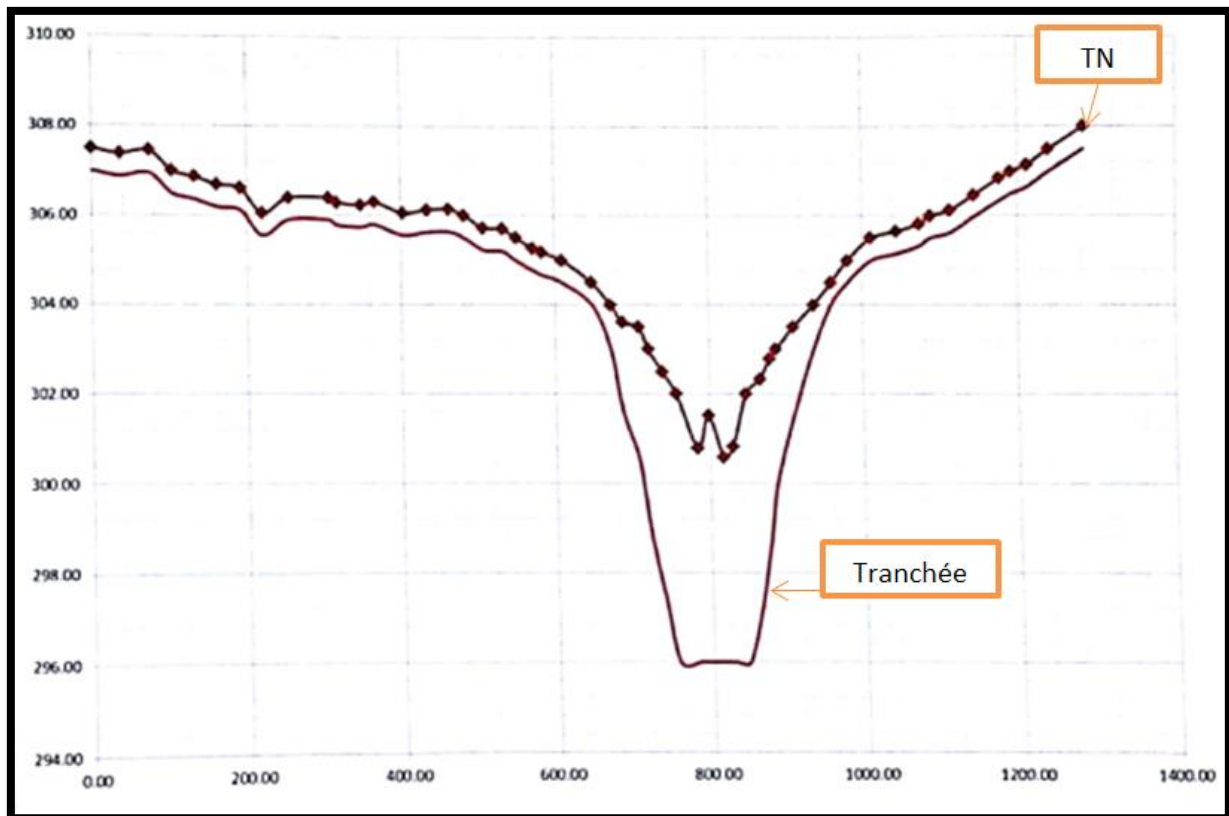


Figure 6 :Profil en long de la tranchée d'ancrage du barrage de Guidissi

Le fruit des talus de la tranchée sera  $2V/3H$  et la largeur au fond = 3 m. Cela permet d'avoir des pentes stables lors des travaux et le passage des engins de terrassement.

### VI.2.3. Conception de la digue

Il s'agit ici de proposer les côtes de calage optimal de la retenue normale, la côte crête de la digue, ainsi que ses dimensions en fonction des données de base disponibles (topographie, géotechnique, hydrologie) et de l'utilisation potentielle de l'ouvrage.

**VI.2.3.1. Calage du plan d'eau normal (PEN)**

En se basant sur la simulation ci-dessous, nous constatons que le rendement topographique est le plus important pour le cas N°7. Ainsi nous recommandons que la côte retenue normale du barrage soit 306,50 m et la côte crête de la digue proposée provisoirement est 307,50 m.

**Tableau 10 : tableau récapitulatif de l'optimisation de la retenue de Guidissi**

N°	Côte crête digue Zc (m)	Hauteur digue Hd (m)	Côte PEN Zpen (m)	Hauteur d'eau He (m)	Superficie de la cuvette Sc (ha)	Volume d'eau stocké Vc (m3)	Longueur de la digue Ld (m)	Revanche totale R (m)	Volume de remblais de la digue Vr (m3)	Rendement topographique rt
1	306	6	305	5	37,7	471 107,37	593,00	1	63 332,40	7,44
2	306,5	6,5	305,5	5,5	49,31	688 640,32	901,40	1	111 029,95	6,20
3	307	7	305,5	5,5	49,31	688 640,32	1 037,00	1,5	145 905,90	4,72
4	307	7	305,5	5,5	49,31	688 640,32	1 037,00	1,5	145 905,90	4,72
5	307	7	306	6	59,06	959 563,64	1 037,00	1	145 905,90	6,58
6	307,5	7,5	306	6	59,06	959 563,64	1 037,00	1,5	165 271,88	5,81
7	307,5	7,5	306,5	6,5	78,54	1 303 568,92	1 037,00	1	165 271,88	7,89
8	308	8	306,5	6,5	78,54	1 303 568,92	1 296,00	1,5	232 243,20	5,61



### VI.2.3.2. Dimensionnement de la digue

#### ❖ Largeur en crête

Elle a été définie par la formule de KNAPPEN, de PREECE et le paramètre du risque intrinsèque  $H^2\sqrt{V}$  du Comité International des Grands Barrages (CIGB). Nous obtenons une largeur en crête **B= 4,5 m**

Le détail des calculs figure dans la note de calculs en annexe II.

#### ❖ Revanche libre

Elle a été obtenue par la formule de GAILLARD et du paramètre du risque intrinsèque  $H^2\sqrt{V}$  du CIGB. Nous obtenons une revanche **R= 1,10 m**.

Le détail de calculs figure dans la note de calculs en annexe II.

#### ❖ Protection des talus amont et aval

Selon le bulletin 94 de la CIGB « Barrages en remblai, Protection du talus amont- Synthèse et recommandations » paru en juin 1993, l'épaisseur de la couche de protection en enrochement du talus amont est fonction de la hauteur des vagues et est donnée par le tableau ci-après :

**Tableau 11 : Epaisseur de la couche de protection en fonction**

Hauteur des vagues H (m)	Epaisseur de l'enrochement e (m)	D50 des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

Entre la protection en enrochement et le remblai, il serait placé une couche de transition en matériau latéritique de 0,1 m d'épaisseur.

La crête de la digue sera protégée par des murets de crête en maçonnerie de moellons de dimension 0,5 m x 0,5 m et recouverte par du matériau latéritique sur une épaisseur de 0,2 m. elle aura un devers orienté vers le talus aval de 3% afin de faciliter l'évacuation des eaux de pluie.

Nous adoptons de recouvrir le talus aval avec la même couche d'enrochement qu'en amont afin de protéger le talus aval en cas de submersion de la digue.

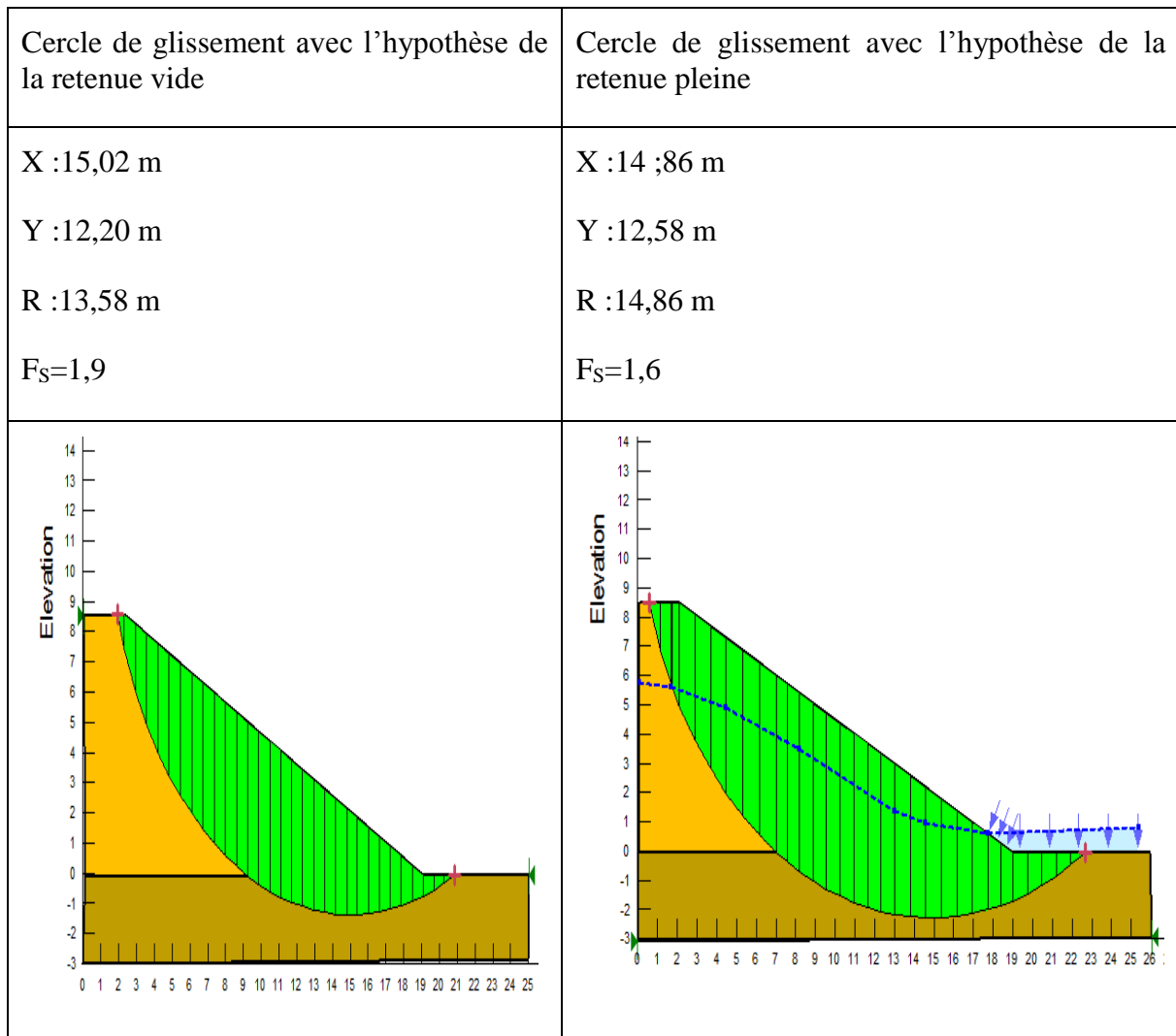
❖ **Stabilité des pentes de la digue**

La vérification à l'aide du logiciel Géo-slope nous donne des coefficients de sécurité supérieurs à 1,5 dans les deux cas :

Retenue vide : FS=1,9

Retenue pleine : FS=1,6

Nous pouvons donc conclure à la stabilité des talus amont et aval. Ainsi nous gardons les pentes de **1V/2,5H pour le talus amont et aval.**



**Figure 7 :Cercles de glissement des talus.**

#### VI.2.4. Conception de l'évacuateur de crue

Dans cette partie, nous allons proposer un type d'évacuateur de crue le plus adapté au barrage pour évacuer la crue du projet et de sécurité. Dans un premier temps, nous proposerons le type d'évacuateur de crue puis estimerons la charge potentielle sur le seuil et sa longueur. Dans un second temps, nous proposerons, l'emplacement le plus optimal pour l'évacuateur et sa forme optimale également.

##### VI.2.4.1. Type d'évacuateur de crue

Nous adoptons un évacuateur à surface libre. Il sera à entonnement frontal compte tenu de la topographie du site.

Nous choisissons le type déversoir poids en béton composé des éléments suivants :

- ❖ Un seuil de forme trapézoïdal avec une crête rectangulaire, un parement amont vertical et un parement aval avec une pente donnée ;
- ❖ Un bassin de dissipation ou bassin à ressaut immédiatement après le seuil ;

##### VI.2.4.2. Détermination de la charge au-dessus de l'évacuateur de crue.

Nous utilisons la loi de débit du déversoir dénoyé avec la crue de projet  $Q_p=125\text{m}^3/\text{s}$  et la crue de sécurité  $Q_s=225\text{ m}^3/\text{s}$  estimée plus haut (on considère que la totalité de la crue est évacuée par l'évacuateur). Le détail des calculs est donné dans la note de calculs en annexe II.

Les résultats de simulation sont consignés dans le tableau ci-après :

**Tableau 12 : détermination de la charge au-dessus de l'évacuateur de crue**

Débit (m <sup>3</sup> /s)	Côte seuil (m)	Longueur seuil (m)	Côte crête digue (m)	Lame d'eau sur seuil (m)	Revanche totale (m)
124,02	306,5	70	307,50	1,00	1,00
227,85	306,5	70	308,00	1,50	1,50
124,02	306,5	70	308,00	1,00	1,50

La simulation montre qu'avec une côte crête digue de **307,50 m**, un seuil déversant de **70 m**, la crue de projet crée une charge de l'ordre de **1 m**. Ainsi avec une côte crête de **307,50 m**, il y'a risque de submersion du barrage durant la crue de projet. On fixera donc une côte crête finale de **308 m** qui permet d'évacuer la crue de sécurité avec une charge de **1,5 m**.

Ainsi au lieu d'adopter une revanche de **1,10 m**, estimée plus haut, nous adopterons une revanche totale de **1,50 m**.

VI.2.4.3. Calcul de stabilité de l'évacuateur de crue

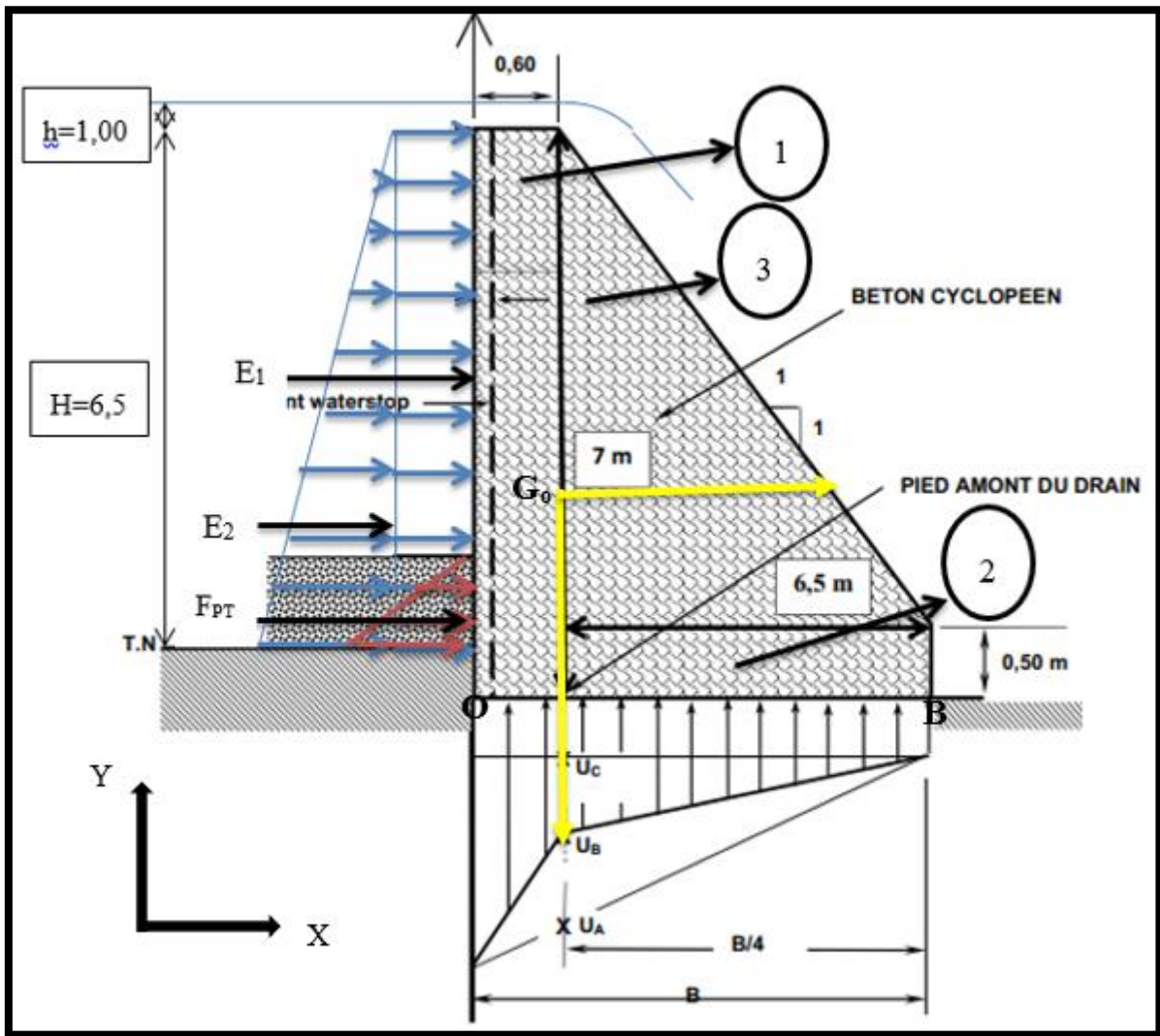


Figure 8 : figure représentative du déversoir

Il s'agit d'attribuer à l'ouvrage, des proportions telles que son poids s'oppose avec une marge de sécurité suffisante aux actions déstabilisatrices.

Le déversoir doit résister à la poussée de l'eau, être stable vis-à-vis- du renversement, du glissement sur la fondation, ainsi que du poinçonnement. Les actions mises en jeu sur une tranche latérale de 1 m du déversoir fait intervenir, le poids propre du déversoir, la poussée hydrostatique amont, les sous-pressions, éventuellement la poussée des sédiments cumulés à l'amont et la poussée hydrostatique aval. Il sera traité ici le cas de charge au PHE. Les détails sont répertoriés en note de calcul (voir ANNEXE II). Les vérifications de stabilité sont résumées dans le tableau 13.

Tableau 13 : résumé de la vérification de la stabilité du déversoir

Stabilité au glissement	$F_G = \frac{\sum(W - U) \tan\phi}{\sum(P)} \geq 1$	$F_G = 1,45$
Stabilité au renversement	$F_R = \left  \frac{M_s}{M_r} \right  > 1,5$	$F_R = 1,65$
	$e = Y_{Gouv} \left( \frac{M_s - M_r}{Fv} \right) - \left( \frac{M_s - M_r}{Fv} - X_{Gouv} \right)$ $\frac{-b}{6} < e < \frac{b}{6} \text{ avec } b/6 = 1,17 \text{ m}$	$e = 0,55 \text{ m}$
<b>Stabilité au poinçonnement</b>		
<b>DESIGNATION</b>	UNITE	VALEUR
Capacité portant du sol	kN /m <sup>2</sup>	712,75
Contrainte maximale imposée	kN /ml	204
Coefficient de sécurité au poinçonnement		3,50 > 1,5
CONCLUSION : Toutes les stabilités au glissement, au renversement, au poinçonnement ayant été vérifiées alors nous pouvons conclure à la stabilité du déversoir.		

En conclusion, la stabilité de l'ouvrage est assurée.

#### VI.2.4.4. Dimensionnement des bajoyers

Un bajoyer est une jonction entre la digue et le déversoir. Les murs bajoyers sont des murs destinés à limiter latéralement un écoulement sur le parement du barrage ou à séparer un écoulement en plusieurs parties. Ils sont placés de part et d'autre du déversoir.

Un mur bajoyer est assimilable à un mur de soutènement en béton armé. La structure est étudiée sur une tranche linéaire de 1 m de longueur. Pour un mur en T sans contreforts, cela revient à calculer le voile, le patin et le talon (Dr. MESSAN, 2015).

Le pré dimensionnement du bajoyer a donné les caractéristiques suivantes (cf. tableau14):

Tableau 14 :Caractéristiques géométrique du bajoyer

a(m)	b(m)	b'(m)	B(m)	c(m)	h(m)	H(m)	L(m)	q(kN/m <sup>2</sup> )
0	0,5	1	7,5	6	0,5	7,5	8	10

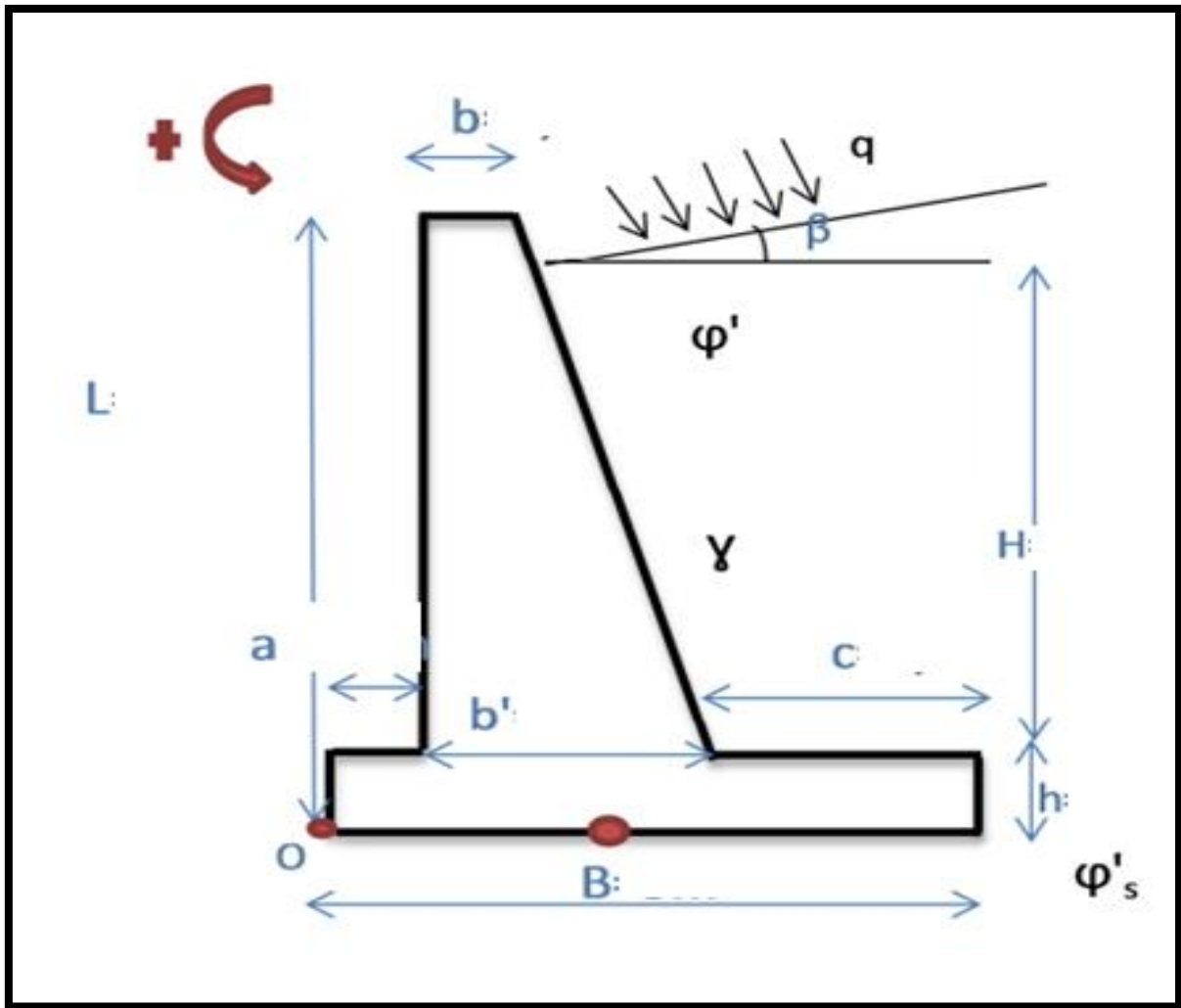


Figure 9 : figure représentative du mur bajoyer

Comme hypothèse de calcul, il a été considéré un angle de frottement interne des matériaux de  $21^\circ$ , une charge d'exploitation de  $10 \text{ KN/m}^2$  et un angle  $\beta=0$ .

L'ensemble des vérifications sont résumés dans le tableau ci-après.

Les détails sont répertoriés en note de calcul (voir ANNEXE II)

**Tableau 15 : Stabilité totale du mur de soutènement avec les 03 conditions**

Vérifications du mur de soutènement	Formule	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement	$\frac{MST}{MR} \geq 1,5$	1,83	<b>VRAI</b>
Stabilité au non soulèvement(m)	$e \leq \frac{B}{6}=1,25$	0,82	<b>VRAI</b>
Stabilité au glissement	$\frac{N \tan \varphi'_s}{V} \geq 1,5$	1,8	<b>VRAI</b>

#### **VI.2.4.5. Dimensionnement de l'évacuateur de crues**

Dans cette partie, nous proposerons un dimensionnement pour les 3 parties de l'évacuateur de crue : le seuil déversant, le bassin de dissipation et le chenal de restitution aval.

##### **❖ Seuil déversant**

Le type d'évacuateur de crue adopté doit avoir une fondation suffisamment rigide pour assurer la stabilité de l'ouvrage et peu perméable pour réduire les sous pressions sur l'ouvrage.

La profondeur d'ancrage du seuil est déterminée suivant la règle de LANE. A cet effet nous considérons que le seuil sera ancré dans le remblai argileux de la tranchée d'ancrage. Un ancrage de **4,5 m** est suffisant pour assurer la condition de LANE. Le détail des calculs figure dans la note de calculs en annexe II.

##### **❖ Bassin de dissipation**

Le bassin de dissipation est dimensionné suivant la méthode de l'USBR basée sur un choix entre 3 types de bassins selon la valeur du nombre de Froude. Dans notre cas, le bassin de dissipation sera de type II. Il aura une longueur de **6 m** et une épaisseur de **0,3 m**. le détail de calcul est donné en annexe II dans la note de calculs.

❖ **Le chenal aval**

Le chenal devra restituer les eaux dans le lit mineur directement depuis le bassin de dissipation.

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 **70 m** au départ du déversoir sur **240 m**. La cote initiale sera **298,70 m** et celle finale **298,22 m**. Le chenal sera réalisé en déblai dans le lit mineur et les pentes de talus amont un fruit de 1/1.

La crue de projet est évacuée avec une hauteur d'eau de **1,12 m** et celle de sécurité avec une hauteur de **1,59 m** (voir note de calculs en annexe II). Ainsi le chenal réalisé, peut contenir ces crues évacuées car sa hauteur moyenne est de l'ordre de **3,2 m**.

**VI.2.5. Volume utile de la retenue**

Le volume utile de la retenue est évalué dans le but de pouvoir caler convenablement l'ouvrage de prise.

L'ouvrage de prise sert à capter l'eau de la cuvette pour des utilisations en aval. Dans notre cas, il s'agira d'un ouvrage de prise pour irrigation d'un périmètre en aval.

Le calage de cet ouvrage se fait en tenant compte des besoins futurs en eau autour du barrage. Dans ce cas, il s'agit des besoins en eau pour l'homme, le bétail et l'irrigation.



VI.2.5.1. Évaluation des besoins

Tableau 16 : Hypothèse de simulation et Estimation des besoins

Hypothèses de simulation (Besoins)	Domestiques		Pastoraux			Agricoles		Efficience d'irrigation	
	Nhbts.	10 534	Ntêtes		Riz (ha)	10	0,80		
	Cs (l/jr/hbt)	20	Cs (l/jr/tête)	5 (petit bétail)	Maraichage (ha)	10			
				40 (gros bétail)					

Besoins humains et pastoraux	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct.	Total
Nbre de jours	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	365
Besoins mensuels(m3)	15 301	15 812	15 812	15 002	15 812	15 301	15 812	15 301	15 812	15 812	15 301	15 812	186 890
<b>Besoins agricoles pour la riziculture</b>													
Besoins bruts(m3/ha)								2 456	2 888	2 781	3 555	3 767	15 447
<b>Besoins agricoles pour le maraîchage</b>													
Besoins bruts(m3/ha)	2 443	3 040	3 901	3 434									12 817

❖ **Evaluation du potentiel d'irrigation**

Pour les besoins en eau d'irrigation, nous avons considéré que le plan d'eau sert pour le maraichage en saison sèche et l'irrigation du riz en saison pluvieuse. Nous obtenons ainsi un besoin brut d'eau pour le maraichage, entre novembre et février de **12 817 m<sup>3</sup>/ha** et pour la riziculture, de juin à octobre de **15 447 m<sup>3</sup>/ha**. Les détails de calculs sont donnés dans la note de calculs en annexe II.

Avec l'image satellite, nous avons constaté qu'il est possible d'avoir en aval de l'axe de la digue, sur les rives, un total de près de 18 à 20 ha. La figure ci-après donne une idée de l'emplacement des périmètres.



Figure 10 : Vue des surfaces potentielles à irriguer en aval du barrage de Guidissi

VI.2.5.2. **Évaluation des pertes de la retenue**

❖ **Pertes par dépôts solides**

Nous utilisons quatre formules empiriques pour déterminer ces apports, les formules de KARAMBIRI, COLLET, GOTISCHALK, CIEH-EIER (GRESILON). Le détail des calculs est en annexe II.

On obtient :

**Tableau 17 : Perte par dépôts solide**

	<u>KARAMBIRI</u>	<u>COLLET</u>	<u>GOTISCHALK</u>	<u>GRESILLON</u>
Dégradation spécifique annelle en m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an	138,73		178,53	190,55
Volume de dépôts solide en m <sup>3</sup> /an	5 954,38	233,16	7 662,62	8 178,59

**Apports solides retenus 8 178,59 m<sup>3</sup>/an soit sur 35 ans 245 357,85 m<sup>3</sup>.**

❖ **Pertes par évaporation**

A partir des valeurs d'évaporation d'un bac, il est possible d'établir une corrélation avec les valeurs d'évaporation d'un lac (**COMPARORE, 1996**). L'équation ci-dessous permet de la calculer.

$$E_{lac} = 30 + 1,664 * (E / 30)_{bac}^{0,602}$$

**Tableau 18 : Perte par évaporation de la retenue**

Mois	Durée	Evaporation Bac A (mm)	Evaporation Lac A (mm)
Jan	31	249,6	181,07
Fév	29	264,6	182,64
Mars	31	327,7	213,32
Avr	30	317,2	206,47
Mai	31	299,8	202,19
Juin	30	241,3	175,12
Juil	31	188,5	152,92
Août	31	148,9	132,68
Sept	30	149,7	131,38
Oct	31	200,4	158,66
Nov	30	218,3	164,88
Déc	31	236,8	175,43
Total			<b>2076,75</b>

❖ **Pertes par infiltration**

Notre site se trouvant en zone sahélienne nous décidons de prendre une valeur de 2 mm/jour.

**Tableau 19 : Pertes par infiltration**

Mois	Jan	Fév.	Mar	Avr.	Mai	Juin	Juil.	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
Pertes par infiltration (mm)	62	56	62	60	62	60	62	62	60	62	60	62	730

Afin de déterminer la cote optimale pour le futur ouvrage de prise, nous faisons les suppositions ci-après :

- Le périmètre aval a une superficie de 10 ha ;
- Les besoins en eau humains et animaux sont ceux des 6 villages environnants ;
- L'infiltrabilité du sol de la cuvette est de 2 mm/jour ;

Nous traçons la courbe d'exploitation de la retenue à l'aide du tableau ci-après qui regroupe en compte les besoins d'eau d'irrigation, des humains, des cheptels et les pertes par infiltrations et évaporations :

**Tableau 20 : donnée de la courbe d'exploitation**

Mois	Besoins en eau (m3)	Besoins en eau (mm)	Pertes total (mm)
O	44 033,84	56,45	262,37
N	39 736,63	50,94	278,26
D	46 215,88	59,25	298,26
J	54 307,92	69,63	311,55
F	49 136,80	63,00	320,62
M	15 811,74	20,27	389,71
A	15 301,69	19,62	377,24
M	15 811,74	20,27	361,79
J	34 037,48	43,64	301,25
J	59 056,21	75,71	250,51
A	63 376,63	81,25	210,93
S	53 890,66	69,09	209,7

Ci-après la courbe d'exploitation de la retenue :

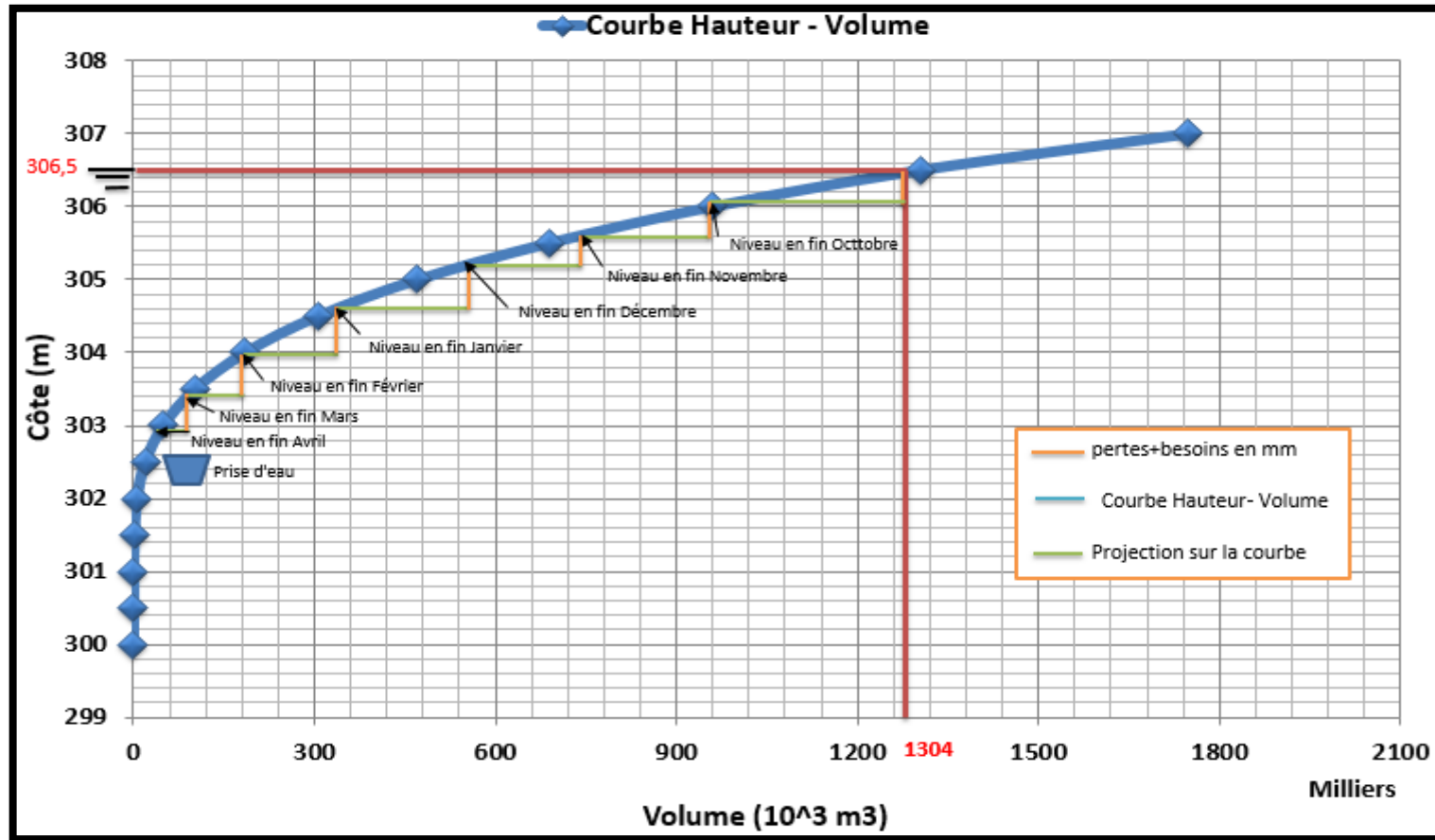


Figure 11 : Courbe d'exploitation de la retenue

### **VI.2.5.3. Niveau des Plus Basses d'Eaux (PBE)**

Le niveau des plus basses eaux sera considéré comme la côte du calage de l'ouvrage de prise d'eau.

Les besoins étant entièrement définis, le tracé de la courbe d'exploitation, partant de la côte du PEN (en début octobre) à la côte des plus basses eaux PBE (en fin avril) permettent de définir la côte de la prise à **302,50 m**.

### **VI.2.5.4. Ouvrage de prise**

L'ouvrage de prise servira pour l'irrigation du périmètre à l'aval du barrage. Une dérivation sera installée sur celle-ci et aboutira à des abreuvoirs aménagés spécialement pour le bétail.

Au regard des potentialités des terres irrigables par gravité en aval et par souci de maintenir une charge d'eau suffisante au-dessus de la prise pour permettre de conduire une double campagne agricole à terme, la côte de prise d'eau a été fixée à **302,5 m**.

Le volume mort sera alors de l'ordre **19 389,34 m<sup>3</sup>** avec une tranche d'eau de **2,50 m** de hauteur maximale.

L'ouvrage de prise comprendra :

- un bac de réception en amont en béton armé, protégé par une grille à mailles serrées en fer D10. La côte d'entrée de l'eau dans ce bac est de 304 m. La charge utile d'eau est de 2,5 m au PEN (contre 15 cm aux PBE). Le bac sera équipé d'un escalier pour la descente en acier HA10,
- Une conduite en fonte, de diamètre Ø 300 et de longueur  $L = 44 \text{ m}$ , traversant tout le corps de la digue et noyée dans un béton armé de 0,20 m d'épaisseur et dosé à  $300 \text{ kg/m}^3$  ;
- Deux écrans d'étanchéité anti-renards placés de part et d'autre de la tranchée pour limiter les infiltrations ;
- un bac de réception en aval en béton armé composé d'une chambre de vannes de diamètre Ø 300, d'une chambre de réception et d'un mur-impact en béton armé. Il sera équipé de deux échelles de descente en acier HA12, la chambre de vannes étant fermée par une grille en acier HA10.
- Une crépine.

Tout autour de ces ouvrages, les talus seront protégés en perrés maçonnés.

La longueur de la conduite est fonction de l'emprise de la digue du barrage au point où est implantée la prise. Son diamètre est fixé pour assurer un débit suffisant pour l'exploitation en

aval ou pour permettre une vidange de la retenue et aussi pour éviter l'obstruction de la conduite par les dépôts solides.

Cet ouvrage sert également pour la vidange de la retenue en cas de nécessité.

## **VII. Avant-métré et coût général de l'ouvrage**

L'avant-métré a permis de définir les cubatures de la tranchée d'ancrage, de la digue et le béton pour le déversoir, ainsi que les surfaces de talus pour l'estimation des couches de pose.

Le devis estimatif des travaux se chiffre à **1 103 830 500 FCFA (HTVA) soit 859 685 FCFA HTVA/ml**. Le devis détaillé figure en ANNEXE III tableau 45.

## **VIII. CONCLUSION**

Le présent projet de construction de barrage et aménagement, initié par l'Etat, à travers le Ministère de l'Eau et de l'Assainissement (MEA), devrait permettre, à terme, l'essor socio-économique pour l'ensemble de la commune de DOULOUGOU. De l'étude, que nous venons de présenter dans les détails, l'ouvrage mobilisera plus de 1,3 millions de mètres cube d'eau et offrira ainsi aux populations locales une source pérenne en eau qui devrait faciliter les activités actuelles et en susciter de nouvelles. Il appartient aux bénéficiaires, en grande partie tout au moins, de s'approprier l'ouvrage et de s'impliquer dans sa gestion, afin de rentabiliser au mieux le potentiel qu'il représente.

Cependant, le présent projet n'est qu'une étape. La pleine exploitation de la ressource nécessite de passer à une seconde phase, qui est la mise en œuvre du périmètre. Dans le corps de l'étude, nous avons abordé la question en définissant le potentiel exploitable en terres à l'aval, ainsi que les solutions possibles à partir de la retenue : riziculture en semi-pluvial et maraichage en contre-saison. Ces activités cadrent avec les habitudes des populations locales, ce qui devrait faciliter la mise en œuvre et l'effectivité du périmètre aménagé. Un avant-projet détaillé devra être mené à ce sujet afin de statuer sur la conception de l'aménagement et proposer un dimensionnement final pour le réseau d'irrigation.

A terme, le présent projet nous a non seulement permis de mettre en application l'ensemble de nos acquis et compétences en sciences et techniques de l'ingénieur, mais aussi et surtout de nous frotter à un cas tangible : une expérience riche que nous entendons mettre au service de nos populations.



## **IX. Recommandation et perspectives**

Le présent projet de réalisation, économiquement et techniquement viable, ne doit pas se limiter à la simple exécution. Pour qu'il soit une réussite, à tous points de vue, il est nécessaire que les parties prenantes mènent ensemble des actions ciblées et concertées.

Une fois l'ouvrage réalisé, il est recommandé de mettre en application un dispositif d'entretien de l'ouvrage. Le barrage de Guidissi se range dans la catégorie des petits barrages et ne nécessite donc que d'un suivi léger, mais nécessaire (Royet, 1994). Ainsi donc, les exploitants de la zone veilleront à constituer un comité de surveillance et d'entretien qui héritera d'un certain nombre de prérogatives :

- ✓ un suivi de la limnimétrie de la retenue,
- ✓ l'observation régulière de l'ouvrage afin de détecter rapidement les défauts visibles (détériorations, fissures, inégalités de tassement, fuites, éboulements, érosion régressives) et saisir rapidement les autorités chargées de l'hydraulique,
- ✓ surveillance du respect de la bande de servitude à l'aval de la digue par les autres exploitants,
- ✓ réaliser des digues de protection sur les affluents alimentant la cuvette pour réduire les effets d'ensablement sur la cuvette.

Il appartient également aux autorités communales de s'investir dans la gestion de l'ouvrage, d'élaborer, en accord avec les villages concernés, les modalités de sa gestion.

Enfin, s'il est vrai que le barrage en lui-même représente une indéniablement une ressource susceptible de donner un regain à l'activité de la région, il n'en est pas moins vrai que la fonction première du barrage de Guidissi est de fournir un support pour l'irrigation. En conséquence, il appartient aux autorités en charge (Conseil Régional du Centre-Sud et ses démembrements) d'envisager au plus tôt l'aménagement du périmètre irrigué prévu en aval.

## **X. BIBLIOGRAPHIE**

- ❖ NK CONSULTANT Sarl (2017). Etude géotechnique (Rapport des essais en laboratoire No. 02). Burkina Faso.
- ❖ Banque Mondiale (2008). Agriculture au service du développement. Ouagadougou.
- ❖ ALONSO, BECUE, BOLLE, BRODIN (2000). Les types de barrages en remblai, in : Barrages En Remblai.
- ❖ PILOT, CARTIER (1964). Dignes et barrages en terre de faible hauteur.
- ❖ DEGOUTTE (1997). PETITS BARRAGE : recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi. Cemagref.
- ❖ INSD-MEF (2010). Annuaire statistique de l'environnement.
- ❖ DURAND (1996). Cour de Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique.
- ❖ DURAND, ROYET, MERIAUX (1998). Techniques de petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale.
- ❖ PCD Kelbo (2009). Plan communal de la commune de Kelbo.
- ❖ BETTON (1988). La maîtrise des crues dans les bas-fonds.
- ❖ FAO 54. (1996). Crues et apports : manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versant non jaugés de l'Afrique sahélienne et tropicale sèche.
- ❖ PUECH et CHABI-GONNI du CIEH (1983). Prédétermination des crues de fréquence décennale dans les régions sahéliennes et tropicales sèches.
- ❖ ROYET, (1994). La surveillance et l'entretien des petits barrages : guide pratique. CEMAGREF. : ISBN 978-2-85362-383-4.
- ❖ KARAMBIRI, H. (1998). Etude de l'envasement des barrages au Burkina Faso : Etude de cas.
- ❖ Rodier. (1975). Evaluation de l'écoulement annuel dans les régions sahéliennes et tropicales sèches.

**XI. ANNEXES**

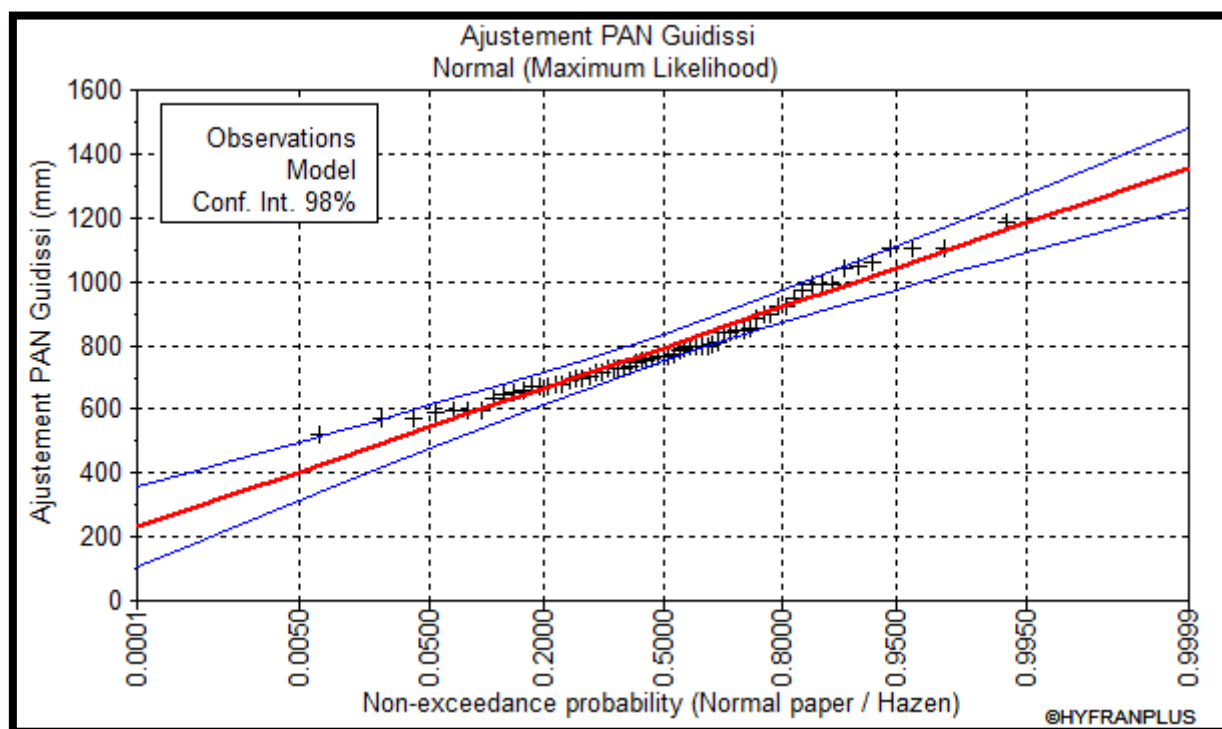
**ANNEXE I. Note de calcul hydrologique**

**1. Ajustement des données pluviométriques**

Le logiciel HYFRAN, a été utilisé pour les ajustements des données pluviométriques.

❖ **Pluviométrie annuelle**

Ajustement de la pluviométrie annuelle : Graphe de l'ajustement des données suivant la loi normal.



**Figure 12 : Ajustement de la pluviométrie annuelle**

❖ **Pluviométrie maximale journalière**

Ajustement de la pluviométrie maximale journalière : Graphe de l'ajustement des données suivant la loi **GUMBEL**.

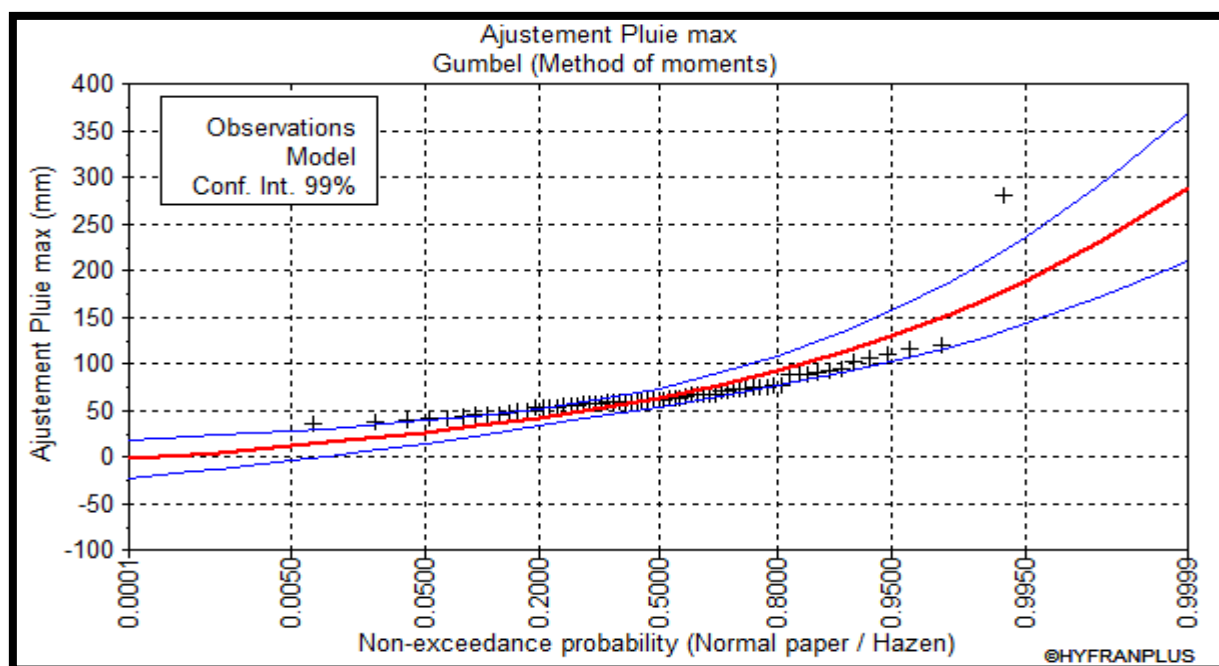


Figure 13 : Ajustement des pluies journalières maximales

## 2. Caractéristique physique du bassin versant

Tableau 21 : Caractéristiques physiques du bassin versant

Périmètre (km)	29,12
Superficie (km <sup>2</sup> )	42,92
Longueur de la cour d'eau principale (km)	7,22
longueur totale des cours d'eau (km)	13,12
Longueur du thalweg (km)	7,22

### ❖ Courbe Hypsométrique

Nous exploitons les courbes de niveaux extraites de l'image stellite du bassin versant pour approcher les superficies des courbes de niveaux et déterminer la courbe hypsométrique.

Tableau 22 : données pour le traçage de la courbe hypsométrique

Côtes (m)	Superficie de terre en dessous de la côte (m <sup>2</sup> )	Superficie de terre au-dessus de la côte (m <sup>2</sup> )	Superficie de terre au-dessus de la côte (km <sup>2</sup> )	Superficie de terre au-dessus de la côte (%)
303	0	43 632 000	43,632	100%
313	4 089 000	39 506 000	39,506	91%
323	16 305 000	27 272 000	27,272	63%
333	31 411 000	12 166 000	12,166	28%
343	41 44 7000	2 128 000	2,128	5%
353	43 632 000	0	0	0%

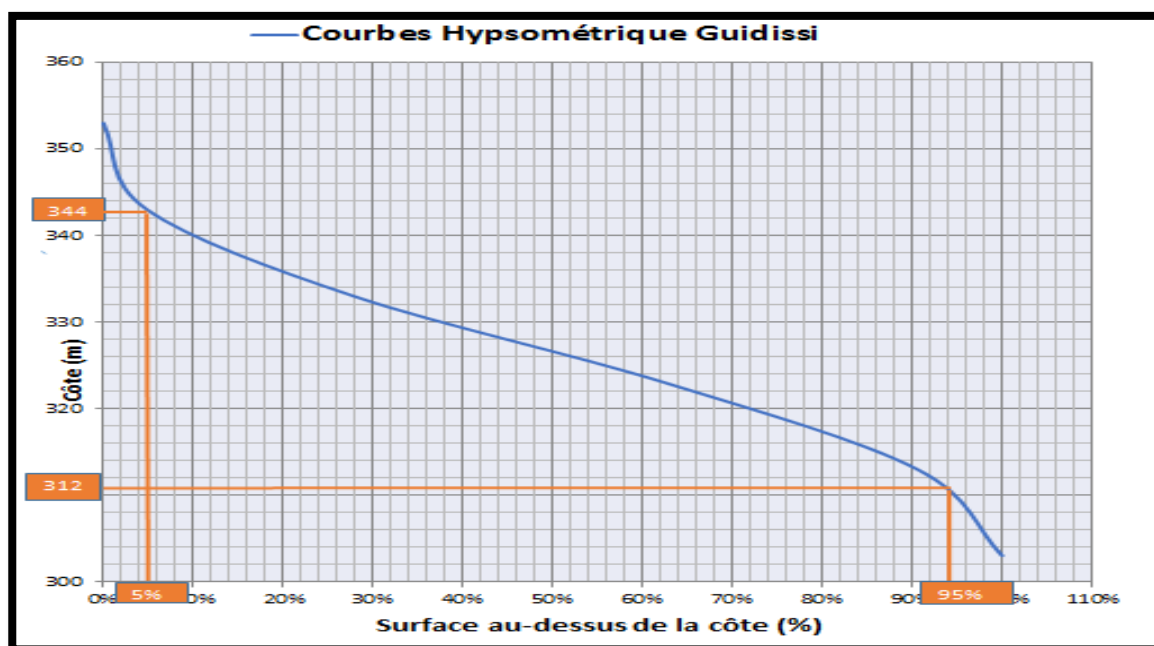


Figure 14 : Courbe Hypsométrique

On en déduit :

$$Z_{5\%} = 344 \text{ m} \qquad Z_{50\%} = 327 \text{ m} \qquad Z_{\min} = 310 \text{ m}$$

$$Z_{95\%} = 312 \text{ m} \qquad Z_{\max} = 349 \text{ m}$$

❖ Pente longitudinale du cours d'eau principal

Nous exploitons les courbes de niveaux extraites de l'image satellite du bassin versant pour approcher cette pente.

Tableau 23 : calcul de la pente longitudinale

côtes (m)	distance partielle (m)	distance cumulée (m)	distance cumulée (km)	pente longitudinale
305		0	0	
308	1545,15	1545,15	1,55	1,94
309	497,91	2043,06	2,04	2,01
310	422,12	2465,18	2,47	2,37
315	774,01	3239,19	3,24	6,46
317	1104,17	4343,36	4,34	1,81
330	3031,30	7374,66	7,37	4,29
337	1597,89	8972,55	8,97	4,38
<b>Pente longitudinale (m/km)</b>				<b>3,56</b>

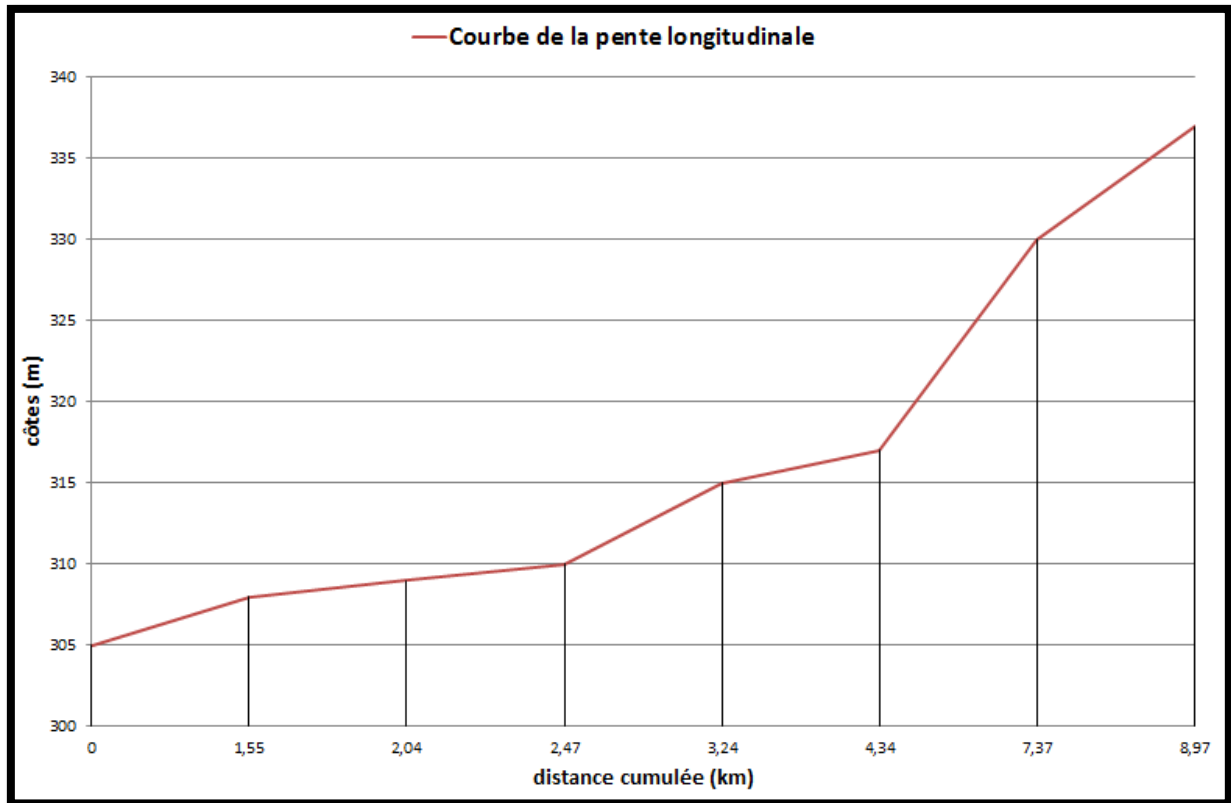


Figure 15 : Courbe de la pente longitudinale

❖ Pente transversale

Nous exploitons les courbes extraites de l’image satellite du bassin versant pour approcher cette pente.

Tableau 24 : résumé du calcul de la pente transversale

Côte (m)	distance partielle (m)	Pente transversale It (m/km)	Côte (m)	distance partielle (m)	Pente transversale It (m/km)
326	0		339	0	
312	1941,18	7,21	315	3976,19	6,04
333	0		343	0	
326	1558,73	4,49	328	1640,68	9,14
Moyenne		5,85	Moyenne		7,59
<b>Pente transversale (It) (m/km)</b>					<b>6,72</b>

**Tableau 25 : Tableau récapitulatif des caractéristiques du bassin versant**

Caractéristiques physiques			
Périmètre (km)			29,12
Superficie (km <sup>2</sup> )			42,92
Longueur du cour d'eau principale (km)			7,22
longueur totale des cours d'eau(km)			13,12
Pente transversale (m/km)			6,72
Indice de compacité de Gravélius	$Ic=0,282 \times P/S^{(1/2)}$		1,25
Longueur du rectangle équivalent (km)	$Leq = S^{(1/2)} \times (Ic/1,12)$		10,45
Largeur du rectangle équivalent (km)	$leq = S/ Leq$		4,11
Longueur du thalweg (km)			7,22
Altitude maximale(m)			349
Altitude minimale(m)			310
Altitude à 5% de la surface(m)			344
Altitude à 95% de la surface(m)			312
Altitude moyenne	$Zmoy=(Zmax+Zmin)/2$		329,5
Altitude médian	$Zmed=Z50\%$		327
Indice global de pente	$Ig=(Z5\% - Z50\%) \times Leq$		$Ig=3,06$ m/km
correction de Ig			
valeur de "n" si	$Leq < 5km$	n=	2
	$5km < Leq < 25km$		3
	$25km < Leq < 50km$		4
	$Leq > 50km$		5
Indice global de pente corrigé	$Igc = ((n-1) \times Ig + It) / n$	$Igc=4,28$ m/km	
Indice global de pente retenu	$Ignet = Igc$ si $(It - Ig) / It > 20\%$ , sinon $Ignet = Ig$	$Ignet=4,28$ m/km	
Dénivelé spécifique	$Ds = Ig \times S^{(1/2)}$	$Ds=20,06$	
Densité de drainage	$Dd = Lt / S$	$Dd=0,31$ km/km <sup>2</sup>	
Type de relief	Si $Ds < 50m \implies$ relief faible		relief faible
	Si $50m < Ds < 100m \implies$ relief modéré		
	Si $Ds > 100m \implies$ relief fort		
Type de réseau hydrographique		Radial	
Infiltrabilité		I= RI	
Pluie décennale humide		$P10=123,80$ mm	
Pluie centennale humide		$P100 = 196,17$ mm	
Pluie moyenne annuelle		$Pmoy= 761,41$ mm	
Type de climat		Sahélien	
Coefficient majorateur		m= 1,03	
coefficient d'abattement	$A = 1 - ((161 - 0,042 \times Pmoy) / 1000) \times \log(S)$		A= 0,79



*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

Coefficient de pointe correspondant à la crue décennale		"@ 10"=2,6
Calcul du coefficient de ruissellement décennal		
Pour Ig1 on a:		Ig1 = 7,00 m/km
$Kr70=239/(S+17,7)+14,5$		Kr70= 18,44 %
$Kr100=300/(S+20)+15$		Kr100 = 19,77 %
Pour Ig2 on a:		Ig2 = 3,00 m/km
$Kr70=164/(S+17)+10,5$		Kr70 = 13,24%
$Kr100=250/(S+20)+12$		Kr100 = 15,97 %
Pour Ignet on aura par interpolation linéaire		Ignet = 4,28 m/km
Kr70 calculé		Kr70cal = 13,24%
Kr100 calculé		Kr100cal = 17,19 %
coefficient de ruissellement décennal	$Kr10=(Kr100-Kr70)/(100-70) \times (P10-P100)+Kr100$	Kr10 = 11,68 %
calcul du temps de base		
Pour Ig1 on a:		Ig1 = 3,00 m/km
$Tb=250 \times S^{(0,35)}+300$		Tb = 1231,91 mn
Pour Ig2 on a:		Ig2 = 7,00 m/km
$Tb=126 \times S^{(0,35)}+100$		Tb = 569,68 mn
Pour Ignet on aura par interpolation linéaire:		Ignet = 4,28 m/km Tbcal = 1019,82 mn ou 17,00h
Calcul du temps de monté		
pour Ig1 on a:		Ig1 = 3,00 m/km
$Tm=100 \times S^{(0,35)}+75$		Tm = 48,47 mn
pour Ig2 on a:		Ig2 = 7,00 m/km
$Tm=32 \times S^{(0,35)}+23$		Tm = 142,28 m/km
pour Ignet on aura par interpolation linéaire:		Ignet = 4,28 m/km Tmcal = 78,52 mn ou 1,31 h

3. Calcul de crue du bassin versant

Tableau 26 : Tableau récapitulatif de calcul du crue du bassin versant

<b>Méthode ORSTOM (1992)</b>		
Crue décennale maximale	$Q_{r10} = mA \times P_{10} \times K_{r10} \times \alpha_{10} \times \frac{S}{T_{b10}}$	21,44 m <sup>3</sup> /s
	$C100 = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{(\frac{T_b}{24})^{0,12}}{K_{r10}}$	5,8
Crue centennale maximale	$Q100 = C100 * Q10$	124,39 m <sup>3</sup> /s
<b>Méthode CIEH (1994)</b>	Elle s'exprime par les formules N° 39 Et N° 40 ci-dessous :	
Crue décennale maximale	N°39 : $Q_{max10} = 0,41 \times S^{0,425} \times K_{r10}^{0,923}$	19,58 m <sup>3</sup> /s
	N°40 : $Q_{max10} = 0,254 \times S^{0,462} \times I_{gcor}^{0,101} \times K_{r10}^{0,976}$	18,39 m <sup>3</sup> /s
	$Q_{moy}$	18,99 m <sup>3</sup> /s
	$C100 = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} \times \frac{(\frac{T_b}{24})^{0,12}}{K_{r10}}$	5,8
Crue centennale maximale	$Q100 = C100 * Q10$	110,18 m <sup>3</sup> /s
Crue centennale maximale retenue		<b>125 m<sup>3</sup>/s</b>

❖ Détermination de la crue de sécurité par la théorie de gradex

Selon la théorie de **GRADEX**, toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale. L'expression de cette hypothèse s'écrit :

$$Q_T = R_{T,Q} \times Q_{10}$$

Avec :

$Q_{10}$  : Débit décennale = **21,44 m<sup>3</sup>/s**;

$Q_T$  : Débit relatif à une période de retour donnée

$$R_{T,Q} = \frac{Q_T}{Q_{10}} = 1 + \frac{P_T - P_{10}}{P_{10}} x \left( \frac{T_b/24}{K_r} \right)^{0,12}$$

A partir de Q10 ORSTOM, on en déduit les crues de durée de retour 1 000, 5 000 et 10 000 ans :

P(mm)	R <sub>T,Q</sub>	Q <sub>T</sub> (m <sup>3</sup> /s)	
338,16	15,23	Q <sub>10000</sub>	326 ,39
316,81	13,81	Q <sub>5000</sub>	296,02
267,23	10,52	Q <sub>1000</sub>	225,48
196,17	5,80	Q <sub>100</sub>	125

❖ **Choix de la période de retour pour une crue extrême**

Pour le choix de la durée de retour, liée à la crue de sécurité, nous utiliserons le paramètre du risque intrinsèque ( $H^2\sqrt{V(hm^3)}$ ) recommandé par la CIGB, avec :

H : hauteur de la digue (m) = 7,50 m

V : volume de la cuvette (hm<sup>3</sup>) = 1 303 568,92 m<sup>3</sup> soit 1,30 hm<sup>3</sup>

( $H^2\sqrt{V(hm^3)}$ ) : Risque intrinsèque du barrage = 64,22

Nous trouvons une période de retour de 1 000 ans.

Ainsi la crue de sécurité du bassin versant de Guidissi sera Q1000 = 225,50 m<sup>3</sup>/s.

En conclusion, notre recommandation est :

Crue de projet (m <sup>3</sup> /s). Durée de retour 100 ans	<b>125</b>
Crue de sécurité (m <sup>3</sup> /s). Durée de retour 1000ans	<b>225</b>

❖ **Hydrogramme de la crue du projet**

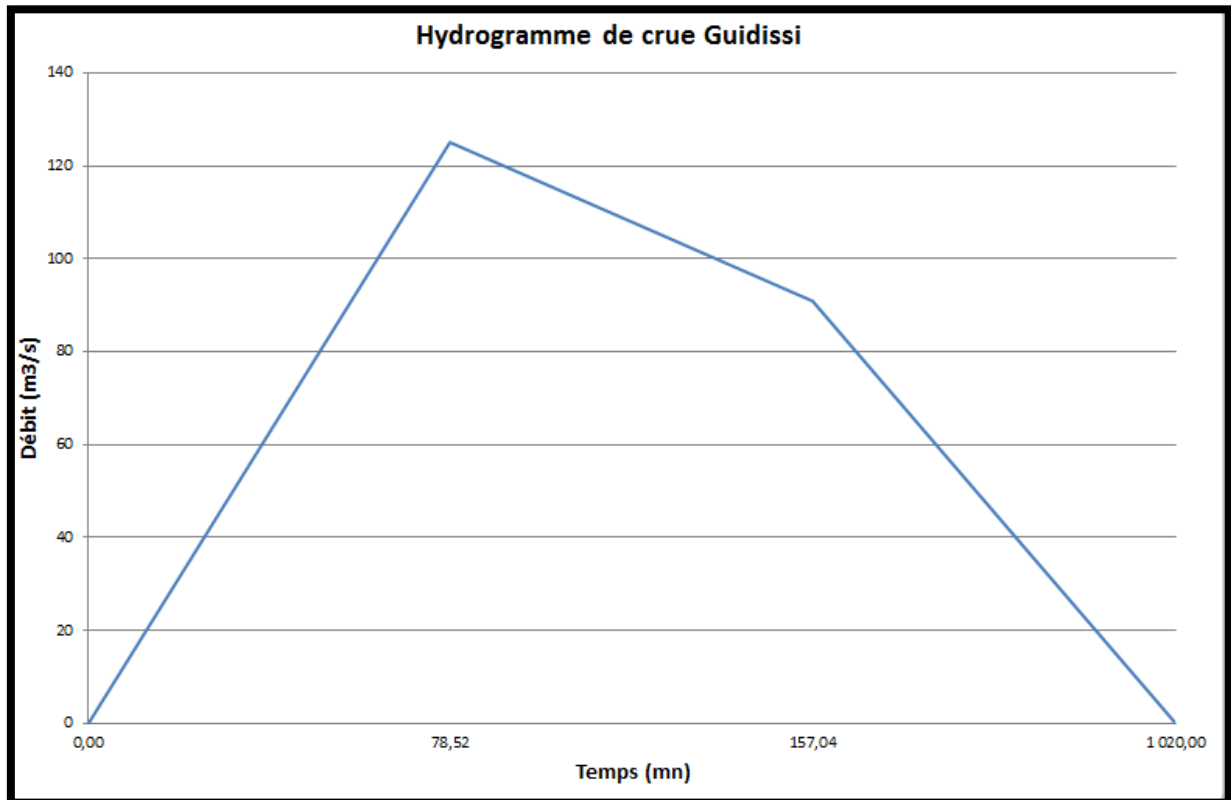
Les valeurs des différents paramètres sont connues. Par application numérique, on trouve :

$$Q_d = 90,90 \text{ m}^3/\text{s} \text{ au temps } T=2T_{m10}= 157,04 \text{ mn}$$

Les valeurs du tableau suivant ont permis de tracer l'hydrogramme de crues ci-dessous :

*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

Temps (mn)	Débit (m <sup>3</sup> /s)
0	0
78,52	125
157,04	90,90
1020	0



**Figure 16 : Hydrogramme de la crue**

**4. Calcul des apports en eau**

Le coefficient d'écoulement sera calculé suivant la méthode de Rodier (voir bulletin N°54 FAO). On considère une région sahélienne.

**Tableau 27 : Bassin type choisit :**

classe	Bassin type	page	Caractéristiques des sols	Physiographie			Moyens de transposition	Page
				S (km <sup>2</sup> )	Ds (m)	Dd (km/km <sup>2</sup> )		
Tchad	Barlo I et II	126	Moins perméable qu'Abou Goulem	17,8 – 36,6	122 – 133	2,48 – 2,08	Courbes pour 5-25 km <sup>2</sup> (différentes Pmed)	131-132

<b>Bassin versant type de comparaison</b>	<b>Barlo II</b>
Type de climat	Sahélien
Superficie	36,60 km <sup>2</sup>
Dénivelée spécifique (Ds)	133 m
Dénivelé de drainage (Dd)	2.08 km/km <sup>2</sup>

Les graphiques 1 et 2 des pages suivantes représentent :

1. Les écoulements annuels pour le bassin type (Fig 44 N°54 FAO) ;
2. La distribution temporelle des précipitations annuelles dans la zone sahélienne (300 à 750 mm (Fig 34 bulletin 54 FAO)).

**Tableau 28 : lame d'eau écoulee correspondant à la Pmed du bassin étudié.**

Fréquence de dépassement (Fd)	Durée de retour correspondante	Pmed du bassin type ( cf courbe de Rodier du graphique1 (mm)	$L_{Fd}$ du bassin type lue sur le graphe de Rodier du graphique1 (mm)	$L_{Fd}$ correspondant à Pmed du bassin étudié (mm)
0,90	Décennale sèche	750	27	28,34
		300	4	
0,80	Quinquennale sèche	750	37	38,75
		300	6	
0,50	médiane	750	55	56,66
		300	17	

$L_{Fd}$  est obtenu par interpolation logarithmique à partir de P1, p2 (pluie médiane de Rodier) et L1, L2 (lame d'eau écoulee de Rodier) suivant la formule ci-après :

P1                      L1

$$P_{med} \quad L_{Fd}(\text{inconnue}) \quad \implies L_{Fd} = 10^{\frac{P_{med}-P_2}{P_1-P_2} \times (\ln L_1 - \ln L_2)} + \ln L_2$$

P2                      L2

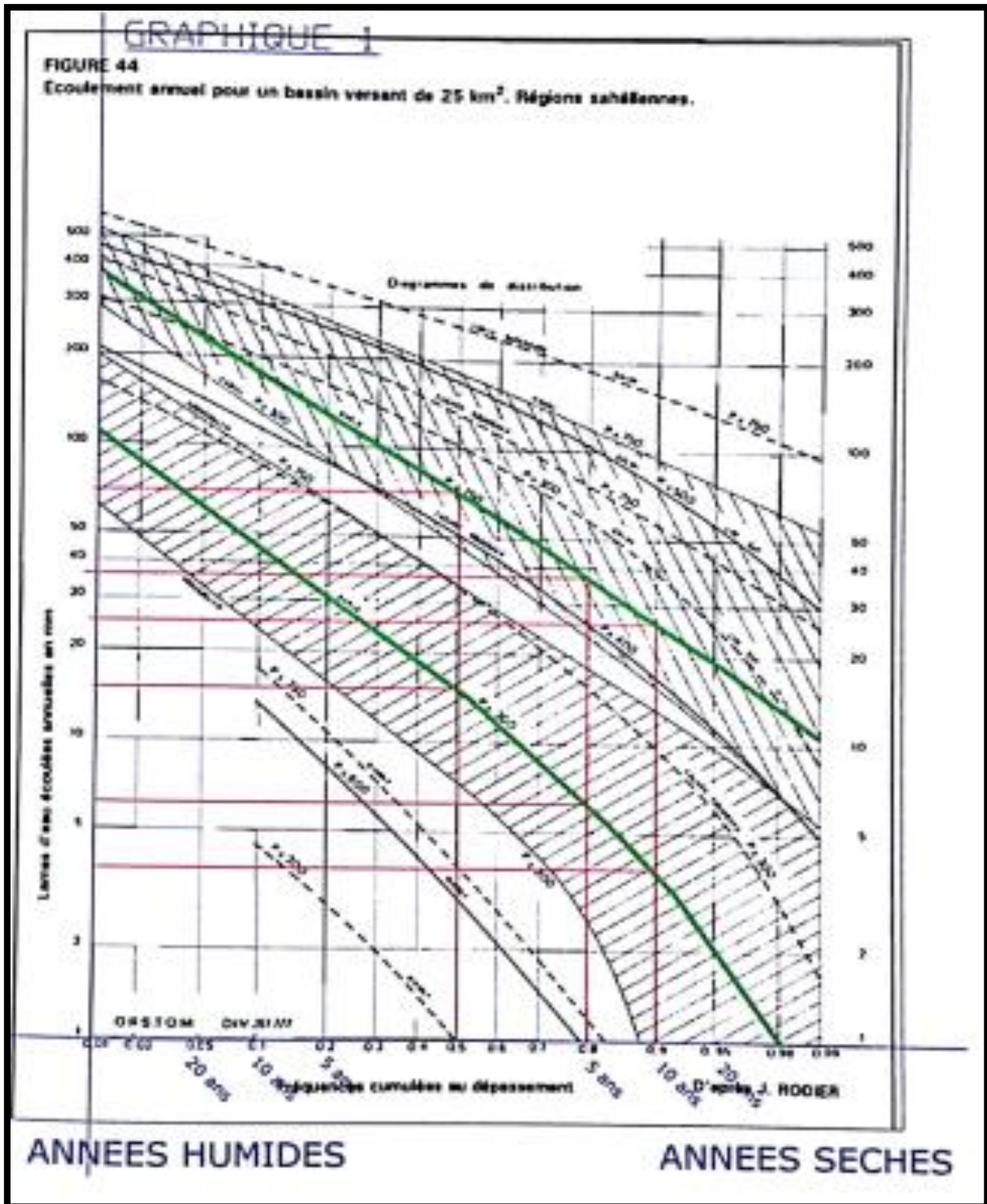


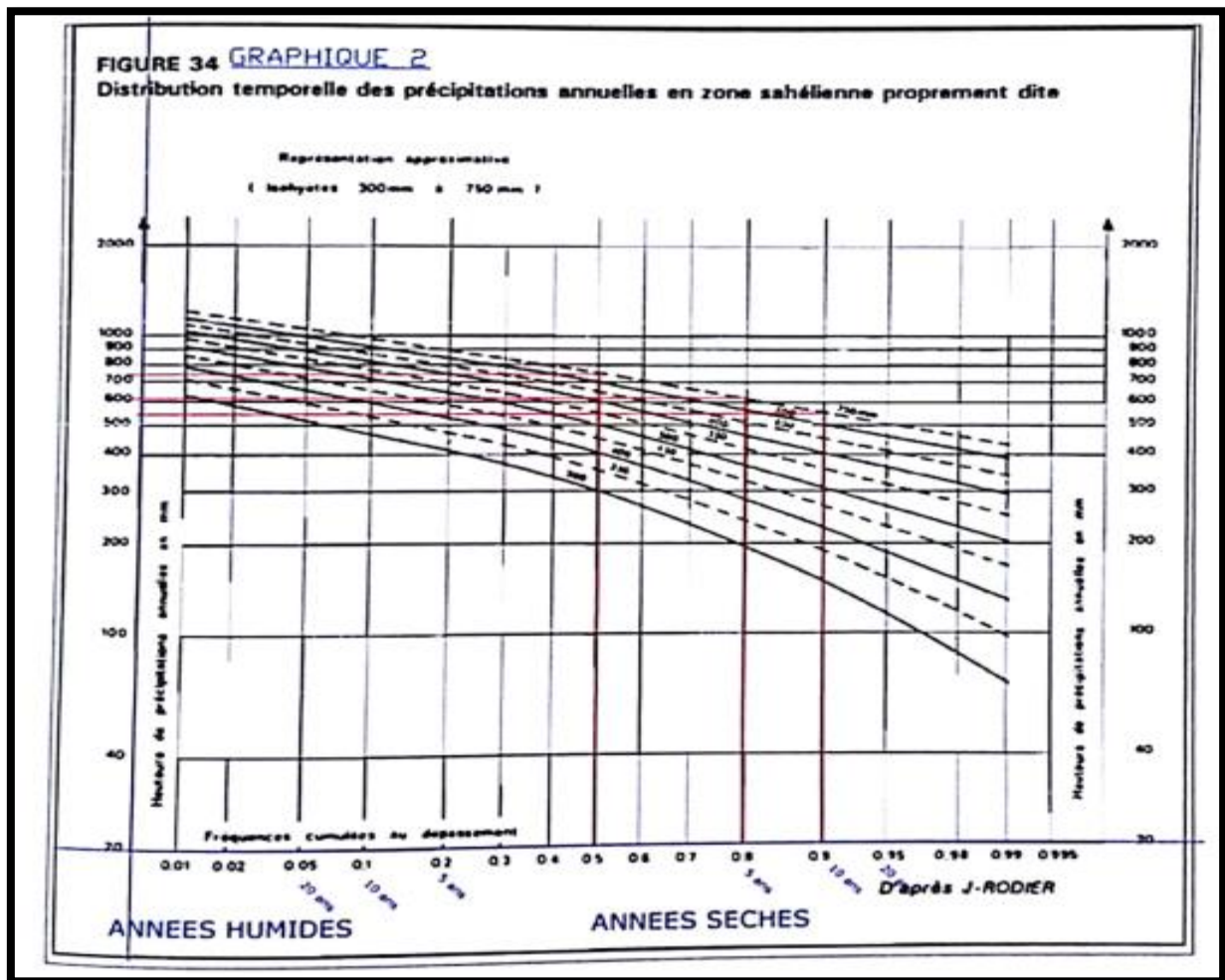
Figure 17 : Écoulement annuel pour un bassin versant de 25 km<sup>2</sup>, Régions sahéliennes

$L_{Fd}$  du bassin étudié est obtenu par interpolation avec les paramètres du bassin type.

On en déduit les coefficients d'écoulement ci-après :

**Tableau 29 : Coefficient d'écoulement**

Fréquence de dépassement (Fd)	Durée de retour	Pluie annuelle correspondant de Rodier du graphique 2 (mm)	Coefficient d'écoulement Ke
0,90	Décennale sèche	550	5,15 %
0,80	Quinquennale sèche	600	6,46 %
0,50	Médiane	730	7,76 %



**Figure 18 : Distribution temporelle des précipitations annuelles en zone sahéenne**

Avec : 
$$K_e = \frac{L_{Fd}}{P_{ac}}$$

**Tableau 30 : Volume d'écoulement**

Durée de retour	Pluie annuelle correspondant du bassin versant Pac (mm)	Coefficient d'écoulement Ke	Volume d'eau écoulée
Décennale sèche	611,97	5,15 %	1 353 390 ,95
Quinquennale sèche	663,27	6,46 %	1 838 388,35
Médiane	761,41	7,76%	2 536 607,56

Avec  $V_e = K_e \times S_{bv} \times P_{ac}$

### 5. Calcul des apports solides

Formule de KARAMBIRI

$$D = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,02} * S^{-0,05} * (0,25 + 1,13 * (h + r))^{1,15}$$

$$V_s = D * S * n$$

Avec :

H : paramètre anthropique, pris ceci égale à 0,50 (bassin versant comportant des petits villages et de voies routières) ;

R : paramètre morphologique, pris égale à 0,50 (relief moyennement accidenté)

P : la pluviométrie moyenne annuelle (mm)=761,41 mm ;

S : la superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>) = 42,92 km<sup>2</sup>

D : la dégradation spécifique annuelle (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an) ;

On a :

$$V_s(m^3/an) = 5\,954,38$$

$$D(m^3/km^2/an) = 138,73$$



Formule de COLLET

$$V = 523 \times Q \times I$$

Avec :

V : volume annuel du charriage en m<sup>3</sup>/an ;

Q : débit moyen naturel en m<sup>3</sup>/s = 125 ;

I : pente en millièmes = 0,0035664

On a :

$$V \text{ (m}^3\text{/an)} = 233,16$$

Formule de GOTISCHALK

$$V = D \times S \text{ avec } D = 260 \times S^{-0,1}$$

Avec :

V : volume de dépôts solides en m<sup>3</sup>/an ;

D : dégradation spécifique annuelle en m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an ;

S : superficie du bassin versant en km<sup>2</sup> = 42,92

On a :

$$D \text{ (m}^3\text{/km}^2\text{/an)} = 178,53$$

$$V \text{ (m}^3\text{/an)} = 7\ 662,62$$

Formule CIEH – EIER (GRESILLON)

$$V_e = D \times S \text{ avec } D = 700 \times \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} \times S^{-0,1}$$

Avec :

V<sub>e</sub> : Volume de dépôts solide en m<sup>3</sup>/an

D : dégradation spécifique annuelle en m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an ;

S : superficie du bassin versant en km<sup>2</sup> = 42,92 ;

*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

On a :

$$D \text{ (m}^3\text{/km}^2\text{/an)} = 190,55$$

$$V_e \text{ (m}^3\text{/s)} = 8\,178,59$$

En récapitulatif on a :

	<u>KARAMBIRI</u>	<u>COLLET</u>	<u>GOTISCHALK</u>	<u>GRESILLON</u>
Dégradation spécifique annuelle en m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an	138,73		178,53	190,55
Volume de dépôts solide en m <sup>3</sup> /an	5 954,38	233,16	7 662,62	8 178,59

**Apports solides retenus 8 178,59 m<sup>3</sup>/an soit sur 35 ans 245 357,85 m<sup>3</sup>**

**ANNEXE II. Notes de calcul de la conception et du dimensionnement de la digue**

**1. Courbe Hauteur-volume et Hauteur-surface**

Les surfaces ont été obtenues en estimant les surfaces moyennes entre les plans définis par pas de hauteur. Le volume est alors obtenu par la formule suivante :

$$V_{i+1} = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} * h$$

**Tableau 31 : Donné pour la Courbe-hauteur-surface-volume**

Côte (m)	Hauteur (m)	Surface (m2)	Volume (m3)
300	0,00	0,00	0,00
300,5	0,5	108,33	27,08
301	1	238,94	113,9
301,5	1,5	4 246,38	1 235,23
302	2	13 017,40	5 551,17
302,5	2,5	42 335,28	19 389,34
303	3	77 741,28	49 410,98
303,5	3,5	133 218,18	102 153,35
304	4	199 615,17	185 361,69
304,5	4,5	283 176,36	306 059,57
305	5	377 014,87	471 107,37
305,5	5,5	493 116,91	688 640,32
306	6	590 576,38	959 563,64
306,5	6,5	785 444,74	1 303 568,92
307	7	989 961,74	1 747 420,54

**2. Optimisation du calage du Plan d'Eau Normal (PEN)**

Côte fond cuvette (Zfd)	= 300 m
Fruit talus amont (m1)	= 2,50
Fruit talus aval (m2)	= 2,50
Largeur en crête (b)	=4 m

Il s'agit de calculer le rendement topographique. Le rendement le plus élevé correspond à la côte de calage du plan d'eau normal optimal (Z optimal).

Tableau 32 : Simulation pour le calage du plan d'eau normal

N°	Côte crête digue Zc (m)	Hauteur digue Hd (m)	Côte PEN Zpen (m)	Hauteur d'eau He (m)	Superficie de la cuvette Sc (ha)	Volume d'eau stocké Vc (m3)	Longueur de la digue Ld (m)	Revanche totale R (m)	Volume de remblais de la digue Vr (m3)	Rendement topographique rt
1	306	6	305	5	37,7	471 107,37	593,00	1	63 332,40	7,44
2	306,5	6,5	305,5	5,5	49,31	688 640,32	901,40	1	111 029,95	6,20
3	307	7	305,5	5,5	49,31	688 640,32	1 037,00	1,5	145 905,90	4,72
4	307	7	305,5	5,5	49,31	688 640,32	1 037,00	1,5	145 905,90	4,72
5	307	7	306	6	59,06	959 563,64	1 037,00	1	145 905,90	6,58
6	307,5	7,5	306	6	59,06	959 563,64	1 037,00	1,5	165 271,88	5,81
7	307,5	7,5	306,5	6,5	78,54	1 303 568,92	1 037,00	1	165 271,88	7,89
8	308	8	307	7	99	1 747 420,54	1 296,00	1	232 243,20	7,52

$$H_d = Z_c - Z_{fd}$$

$$V_r = \left( bH_d + (m_1 + m_2) \times \frac{H_d^2}{2} \right) \times L_d$$

$$r_t = \frac{V_c}{V_r}$$

La côte de calage du plan d'eau normal est  $Z_{optimal} = 306,50$  m

### 3. Dimensionnement de la digue

#### ❖ Largeur en crête

Formule de KNAPPEN

$$b = 1,65 \times \sqrt{H}$$

On :

H : Hauteur de la digue (m) = 7,50

b : largeur en crête (m) = 4,52

Formule de PREECE

$$b = 1,10 \times \sqrt{H} + 1$$

On :

H : Hauteur de la digue (m) = 7,50

b : largeur en crête (m) = 4,01

#### Paramètre du risque intrinsèque

Selon l'ouvrage les recommandations du Comité Français des Grands Barrages (CFGB) « petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi », cemagref EDITIONS, la largeur minimale de la crête d'une digue de barrage peut être estimée à partir du paramètre de risque intrinsèque.

Les valeurs minimales de la largeur en crête en fonction du paramètre de risque intrinsèque sont données dans le tableau ci-après :

$H^2\sqrt{V}$	< 100	100 à 300	>300
B minimum (m)	3.00	4.00	5.00

On a :

H : Hauteur de la digue (m) = 7,50

V : Volume de la retenue (hm<sup>3</sup>) = 1,303

$H^2\sqrt{V} = 64,22 < 100$  d'où b mini= 4.00 m

	KNAPPEN	PREECE	$H^2\sqrt{V}$
B (m)	4,52	4,01	4

Nous retenons  $b= 4,5$  m

❖ **Hauteur des vagues**

Formule de MOLITOR (F<30 km)

$$H = 0,75 + 0,032\sqrt{w \cdot f} - 0,27\sqrt[4]{f}$$

On a :	
H : hauteur des vagues en m	= 0,58
W : vitesse du vent en km /h	=10,8
f =Fetch : longueur de la retenu en km	=1,5

Formule de STEVENSON (F<18 km)

$$H = 0,75 + 0,034\sqrt{f} - 0,26\sqrt[4]{f}$$

On a :	
H : hauteur des vagues en m	= 0,51
f =Fetch : longueur de la retenu en km	=1,5

Nous retiendrons  $H= 0,60$  m

❖ **Revanche libre**

Formule de la vitesse des vagues selon GAILLARD

$$V = 1,5 + 2H$$

On a :	
H : hauteur des vagues en m	= 0,60
V : vitesse des vagues (m/s)	=2,70

Formule de GAILLARD

$$R = 0,75H + \frac{V^2}{2g}$$

On a :

H : hauteur des vagues en m	= 0,60
V : vitesse des vagues (m/s)	=2,70
g : intensité de pesanteur (m <sup>2</sup> /s <sup>2</sup> )	=9,8

Paramètre du risque intrinsèque

Selon l'ouvrage les recommandations du Comité Français des Grands Barrages (CFGB) « petits barrages, recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi », cemagref EDITIONS, la revanche minimale peut être estimée à partir du paramètre de risque intrinsèque.

Les valeurs minimales de la largeur en crête en fonction du paramètre de risque intrinsèque sont données dans le tableau ci-après :

$H^2\sqrt{V}$	5.00	30.00	100.00	300.00	700.00	1500.00
R minimum (m)	0.40	0.60	0.80	1.05	1.30	1.55

On a :

H : Hauteur de la digue (m) = 7,50

V : Volume de la retenue (hm<sup>3</sup>) = 1,303

En récapitulatif on a :

	Formule de GAILLARD	$H^2\sqrt{V}$
R (m)	1,082	0,80

**Nous retenons R (m) = 1,10**

❖ **Infiltration à travers la digue**

Le débit d'eau s'infiltrant à travers la digue peut être évalué par deux approches. La première est empirique et s'appuie directement sur le gradient hydraulique et la loi de DARCY (M.L. Compaore, 1996; Dr. Harouna Karambiri et Dr. Ismaila Gueye, 2005; J-M Durand, 1996; J-M Gresillon, 1975) :

$$q = K_h H \left( \frac{H}{L} \right)$$

Kh : perméabilité de la digue (m/s), ici prise égale  $10^{-7}$  m/s (digue en matériau du groupe CL)

H : hauteur d'eau en amont de la digue, égale à 6,5 m.

L : longueur du chemin d'écoulement, prise égale à 24 m

$$q = 10^{-7} m^3/s/ml$$

Une autre approche de ce même débit peut être faite par la parabole de KOZENY (M. L.

Compaore, 1996; Dr. Harouna Karambiri et Dr. Ismaila Gueye, 2005; J-M Durand, 1996; JM Gresillon, 1975), qui produit rigoureusement le même résultat :

$$q = K_h y_0$$

Les paramètres essentiels au tracé de cette parabole peuvent s'évaluer comme suit :

❖  $b = h * m_{amont} = 6,5 * 2,5 = 16,25 \text{ m}$

❖  $d = L_b - 0,7 * b - l_f = 40 - 0,7 * 16,25 - 16 = 12 \text{ m}$

❖  $Y_0 = \sqrt{(h^2 + d^2)} - d = 1,65$

L'équation de la parabole de KOZENY est :  $y^2 = 1 - 2x$  On obtient le débit de fuite :

$$q = 10^{-7} m^3/s/ml$$

Nous pouvons donc prévoir un débit d'infiltration à travers la digue de

$Q = 1,28.10^{-4} m^3/s$  , soit un volume infiltré à travers la digue de 4036,61 m<sup>3</sup>/an (0,3% du volume de la cuvette), ce qui reste négligeable.



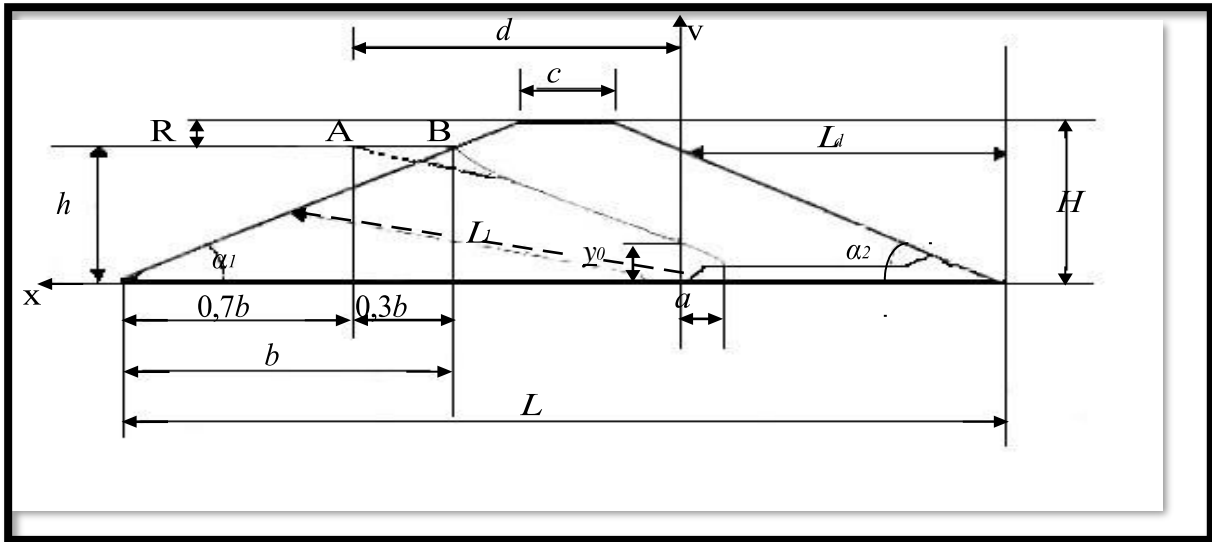


Figure 19 : Courbe de KOZENY

❖ Tapis filtrant

En supposant une perméabilité de type  $K_f = 100K_r$  pour le matériau filtrant, nous pouvons évaluer l'épaisseur à donner au tapis-filtrant par la formule de POST-LONDE (M. L. Compaore, 1996; Dr. Harouna Karambiri et Dr. Ismaila Gueye, 2005; J-M Durand, 1996; JM Gresillon, 1975) :

$$e = \sqrt{\frac{q(l_f - \frac{q}{K_h})}{K_f}}$$

La valeur retenue est de **0,5 m** d'épaisseur. Le filtre sera en sable tamisé. Il ne devra contenir aucun élément plus gros que 75 mm, avec moins de 5% des éléments inférieurs à 80 µm.

❖ Protection des talus amont et aval

Selon le bulletin 93 de la CIGB, l'épaisseur de la couche de protection en enrochement du talus amont est fonction de la hauteur des vagues et est donnée par le tableau ci-après :

Tableau 33 : Epaisseur de l'enrochement fonction de la hauteur des vagues

Hauteur des vagues H (m)	Epaisseur de l'enrochement e (m)	D50 des blocs (m)
0.30	0.30	0.20
0.55	0.40	0.25
0.80	0.50	0.30
1.05	0.60	0.40
1.30	0.70	0.45
1.55	0.80	0.50

Le diamètre  $d_{50}$  tel que 50% en poids aient un diamètre égal ou supérieur à  $d_{50}$ . La dimension des plus gros blocs est limitée à  $e$ . Les éléments les plus petits n'ont pas un diamètre inférieur à 0,10 mètres.

Dans notre cas nous avons une hauteur de vague de 0,6 m et par interpolation linéaire avec les valeurs du tableau on a :

**L'épaisseur de la protection des talus retenue est  $e = 0,4$  m**  
**50% du poids des blocs doit avoir un diamètre supérieur ou égal à  $d_{50} = 0,30$  m**

Pour préserver le talus aval de la dégradation en cas de submersion du barrage, nous adopterons la même protection que celle de l'amont.

#### 4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue

##### ❖ Calcul de la charge au-dessus du seuil sans le laminage.

Formulation du problème de laminage :  $(Q_c(t) - Q_e(z))dt = A(z)dz$

La loi du débit du déversoir dénoyé est donnée par la formule :

$$Q = mL(2g)^{0,5}h^{1,5} \quad (\text{Débit passant par-dessus un seuil dénoyé})$$

$L_1$  : longueur du seuil déversant (m)

$Q_{crue}$  : débit de la crue du projet ( $m^3/s$ ) = 125  $m^3/s$

$m$  : coefficient de débit de seuil déversant (profil trapézoïdal), pris égal à 0,4

$h$  : lame d'eau déversant admise (m) : 1m

Nous calculerons d'abord la longueur du seuil déversant sans tenir compte de l'effet de laminage.  $L_1 = \frac{Q_{crue}}{m\sqrt{2gh^{3/2}}}$ . Puis nous procéderons par simulation pour déterminer la hauteur de la lame d'eau déversant convenable.

La simulation consiste à faire varier  $h$  jusqu'à obtenir la crue de projet ou de sécurité. Le détail de calcul de simulation est donné dans le tableau ci-après :

Tableau 34 : détermination de la hauteur de la lame d'eau déversant convenable

**(Cas 1 : La côte crête de la digue est 307,50 m)**

Q(m3/s)	m	L(m)	h(m)	Zseuil (m)	Zcrête digue (m)	Zlame d'eau (m)	Revanche libre (m)	Observations
125,00	0,4	70	1	306,5	307,5	307,5	0	Crue égale à la crue du projet
115,74			0,95	306,5	307,5	307,45	0,05	
106,73			0,9	306,5	307,5	307,4	0,1	
97,96			0,85	306,5	307,5	307,35	0,15	
89,44			0,8	306,5	307,5	307,3	0,2	
81,19			0,75	306,5	307,5	307,25	0,25	
73,21			0,7	306,5	307,5	307,2	0,3	
65,51			0,65	306,5	307,5	307,15	0,35	
58,09			0,6	306,5	307,5	307,1	0,4	
50,99			0,55	306,5	307,5	307,05	0,45	
44,19			0,5	306,5	307,5	307	0,5	
37,73			0,45	306,5	307,5	306,95	0,55	
31,62			0,4	306,5	307,5	306,9	0,6	
25,88			0,35	306,5	307,5	306,85	0,65	
20,54			0,3	306,5	307,5	306,8	0,7	
15,63			0,25	306,5	307,5	306,75	0,75	
11,18			0,2	306,5	307,5	306,7	0,8	
7,26			0,15	306,5	307,5	306,65	0,85	
3,95			0,1	306,5	307,5	306,6	0,9	
1,40			0,05	306,5	307,5	306,55	0,95	

**La crue du projet est évacuée avec un déversoir de 70 m de long.**

Tableau 35 : détermination de la hauteur de la lame d'eau déversant convenable

**(Cas 2 : La côte crête de la digue est 308 m)**

Q(m <sup>3</sup> /s)	m	L(m)	h(m)	Zseuil (m)	Zcrête digue (m)	Zlame d'eau (m)	Revanche libre (m)	Observations
229,64	0,4	70	1,5	306,5	308	308	0	Crue supérieure à la crue de sécurité
218,25			1,45	306,5	308	307,95	0,05	
207,06			1,4	306,5	308	307,9	0,1	
196,07			1,35	306,5	308	307,85	0,15	
185,28			1,3	306,5	308	307,8	0,2	
174,69			1,25	306,5	308	307,75	0,25	
164,32			1,2	306,5	308	307,7	0,3	
154,15			1,15	306,5	308	307,65	0,35	
144,21			1,1	306,5	308	307,6	0,4	
134,49			1,05	306,5	308	307,55	0,45	
125,00			1	306,5	308	307,5	0,5	Crue égale à la crue du projet
115,74			0,95	306,5	308	307,45	0,55	
106,73			0,9	306,5	308	307,4	0,6	
97,96			0,85	306,5	308	307,35	0,65	
89,44			0,8	306,5	308	307,3	0,7	
81,19			0,75	306,5	308	307,25	0,75	
73,21			0,7	306,5	308	307,2	0,8	
65,51			0,65	306,5	308	307,15	0,85	
58,09			0,6	306,5	308	307,1	0,9	
50,99			0,55	306,5	308	307,05	0,95	
44,19			0,5	306,5	308	307	1	
37,73			0,45	306,5	308	306,95	1,05	
31,62			0,4	306,5	308	306,9	1,1	

*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

25,88		0,35	306,5	308	306,85	1,15	
20,54		0,3	306,5	308	306,8	1,2	
15,62		0,25	306,5	308	306,75	1,25	
11,18		0,2	306,5	308	306,7	1,3	
7,26		0,15	306,5	308	306,65	1,35	
3,95		0,1	306,5	308	306,6	1,4	
1,40		0,05	306,5	308	306,55	1,45	

**La crue de sécurité est évacuée avec un déversoir de 70 m de long avec une cote crête de la digue 308 m et une cote PEN de 306,5 m.**

❖ **Profondeur d'ancrage de la fondation du seuil déversant**

La tranchée d'ancrage a pour objectif de prévenir la formation de renard en allongeant les lignes de fuite. Le renardage est un phénomène d'érosion interne régressive qui s'auto accélère au fur et à mesure de l'augmentation du gradient hydraulique H/L. La hauteur d'eau H à l'amont du barrage étant imposée, on déterminera la longueur L des lignes de fuite dans la fondation.

Lame d'eau à la PHE (Q projet)	1,00 m
Côte PHE	307,50 m
Côte TN	300,00 m
Fruit talus du seuil	3,00
Largeur crête seuil	0,50 m
Enfoncement bassin de dissipation	1,30 m
Côte bassin de dissipation	298,70 m
Cote fond parafouille	296,00 m
Largeur base parafouille	2,00 m
Fruit talus parafouille	1,00 m
Cheminevements verticaux (Lv)	12,50 m
Cheminement horizontal (Lh)	26,90 m
Coefficient de lane adopté pour fondation (C)	3,00
Lv + Lh/3	21,5
C*H	19,50
$Lv + Lh/3 \geq C*H$	Règle de lane vérifiée

**Détermination du coefficient de LANE**

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8,5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
<b>Gros graviers</b>	<b>3</b>
Mélange de graviers et de gros galets	2,5
Argiles plastique	3
Argile constitante	2
Argile dure	1,8

❖ **Dimensionnement du bassin de dissipation**

Que ce soit à la traversée d'un déversoir ou au bas d'un coursier d'évacuateur, les eaux arrivent au bas de l'ouvrage avec une énergie cinétique importante qu'il s'agit de dissiper le plus possible à l'intérieur du liquide lui-même plutôt que sur le fond ou les rives de talweg ce qui entrainerait à la longue un déchaussement de l'ouvrage évacuateur. Dans ce but, on fait suivre les ouvrages évacuateurs d'un ouvrage dit de dissipation ou de tranquillisation. (Compaoré, 1996). Il existe plusieurs types dont le plus fréquemment employé est le bassin à ressaut. Ce bassin permettra d'amortir l'énergie de chute et son action érosive. Il devra pouvoir contenir le ressaut hydraulique à l'aval

**Tableau 36 : dimensionnement du bassin de dissipation**

<b>paramètres</b>	<b>Valeurs</b>	
Coefficient de rugosité (Ks)	30	
Pente de chenal I(%)	0,0075	
Débit de crue évacuée Qe(m3/s)	125	
Longueur du déversoir (Ld)	70	
Débit évacué/ml de déversoir q(m3/s/ml)	1,79	
Hauteur d'eau dans le chenal (ou cours d'eau aval) yn (m)	0,80	
Pelle maximale (hauteur visible) du déversoir H0 (m)	6,5	
Charge au-dessus du seuil h(m)	1	
h/H0	0,15	
Condition respectée ! : $0,05 < h/H0 < 0,7$		Condition respectée
yn/H0	0,12	
Condition respectée ! : $0,1 < yn/H0 < 0,8$		Condition respectée
<b>Si OK, on utilise l'abaque sous forme « D/H0 » pour la détermination de l'enfoncement « D »</b>		
Lecture sur l'abaque D/H0	0,20	
Enfoncement calculé Dcal (m)	1,30	
<b>Itérations pour l'obtention de y2</b>		
Enfoncement retenu D (m)	1,30	
H(m) = H0 + D	7,80	
Vitesse unitaire V0 (m/s) = q/h	0,23	
Hauteur de la chute He(m) = h + (V0 <sup>2</sup> /2g)	1,00	
Hauteur totale Z(m) = H+He	8,80	
Hauteur normale d'entrée du bassin y1(m)=q/(2g(Z-yn)) <sup>0,5</sup>	0,14	
Vitesse unitaire à l'entrée du bassin V1(m/s)=q/y1	12,53	
Nombre de Froude à l'entrée du bassin Fr = V1/(y1*g) <sup>0,5</sup>	10,60	
Condition d'existence de ressaut Fr>4,5		<b>Oui ! Ressaut</b>
Profondeur à la sortie du ressaut y2 (m)=(y1/2)*((1+8Fr <sup>2</sup> ) <sup>0,5</sup> - 1)	2,70	
Vitesse à la sortie du ressaut V2 (m/s)= q/y2	0,86	
Yn+D	2,10	
Condition pour le ressaut ne sort pas du bassin y2<yn+D		<b>Condition respectée</b>
<b>D est accepté</b>		

Récapitulatif	
<b>Bassin USBR</b>	<b>Type II</b>
Enfoncement	D= 1,30 m
Lecture de la valeur L/y2 sur l'abaque du type de bassin	L/y2 = 2,72
Longueur du ressaut	L calculé = 5,62 m
Longueur du bassin de dissipation retenue	L retenue = 6 m
Hauteur des blocs de chute	Y1=h1= 0,14 m
H4/y1 lue sur le type de bassin	H4/y1 = 1,50 ==> h4= 0,21
H2/y1 lue sur l'abaque de type de bassin	H2/y1 = 2,50
Hauteur des blocs chicanes	h2= 0,36
	Y2/y1 =14,50

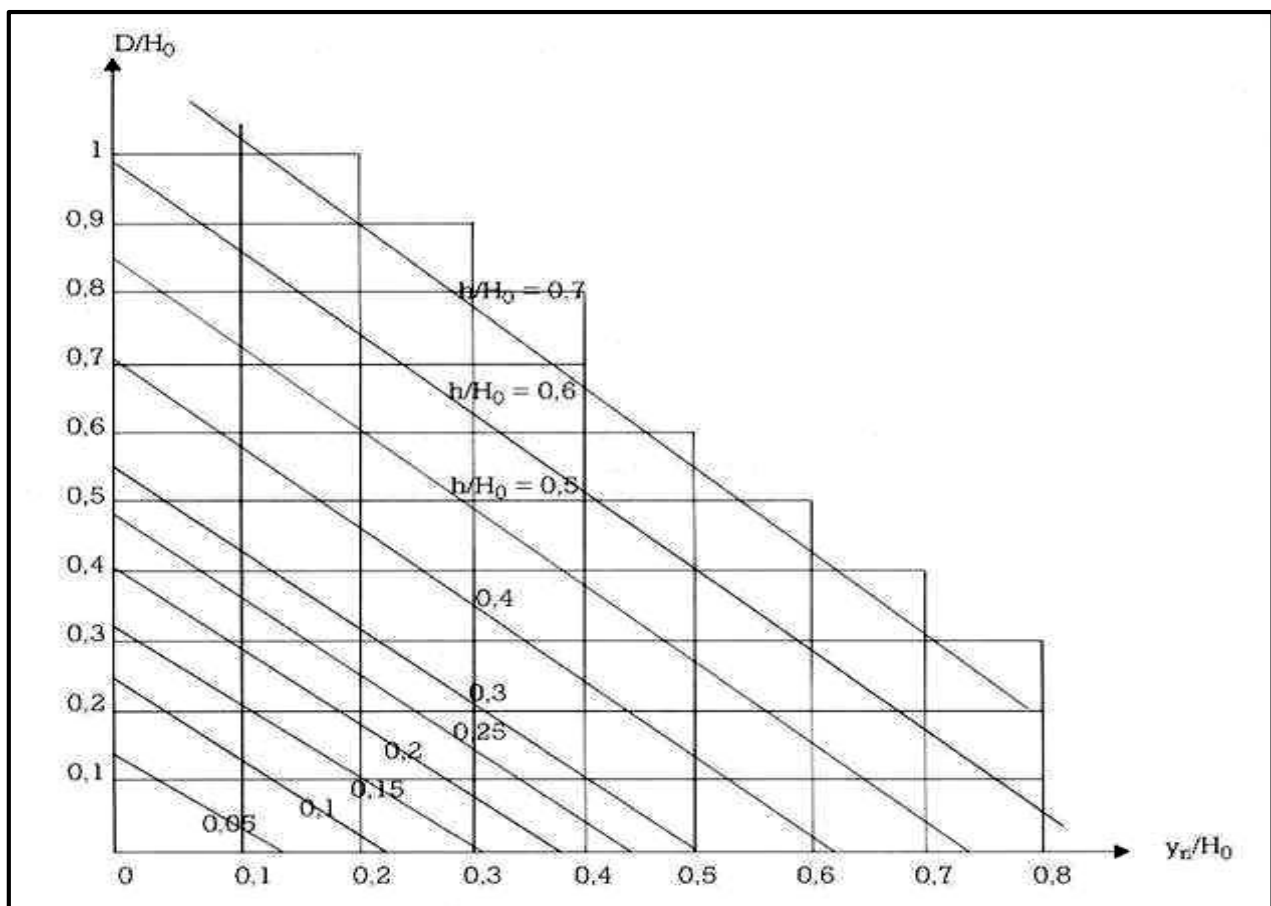


Figure 20 : Enfoncement du bassin de dissipation

(En fonction du tirant d'eau avant et de la hauteur de la lame d'eau au-dessus du seuil)



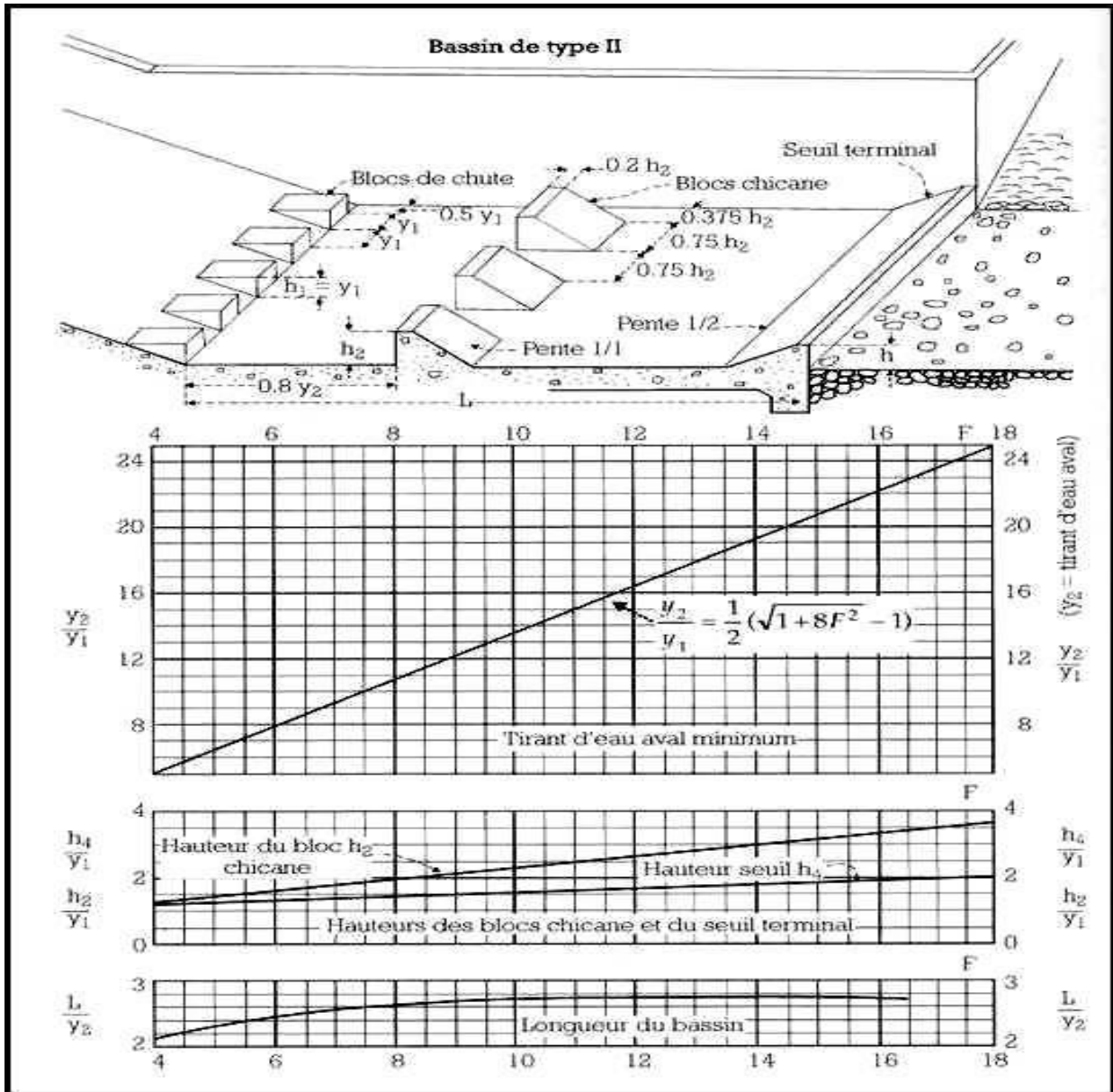


Figure 21 : Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation

(Pour un nombre de Froude supérieur à 4,5 et une vitesse inférieure à 15 m/s)

❖ Le dimensionnement hydraulique du chenal d'évacuation aval

Le dimensionnement hydraulique du chenal d'évacuation aval se fait grâce au logiciel FLOW MASTER édité par la société BENTLEY SYSTEMS. Le logiciel calcul les hauteurs d'eau dans

le chenal suivant la formule de Manning Strickler :  $Q = K_S R_H^{2/3} \sqrt{I}$

Les paramètres de la simulation sont :

Largeur en base : variable de 70 à 30 m ;

Fruit des talus= 1 ;

Pente du chenal = 0,002 m/m ;

Coefficient de Manning = 0,033 ;

Les résultats de la simulation sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau 37 : Le dimensionnement hydraulique du chenal d'évacuation aval**

Bottom Width (m)	Normal Deph (m)	Velocity (m/s)	Flow Area (m <sup>2</sup> )	Wetted Perimeter (m)	Top Width (m)
30	1,86	2,11	59,30	35,26	33,72
40	1,56	1,92	65,04	44,43	43,13
50	1,37	1,78	70,25	53,87	52,74
60	1,23	1,67	75,01	63,47	62,45
70	1,12	1,57	79,40	73,16	72,23

## 5. Exploitation de la retenue

### ❖ Calcul des besoins en eau d'irrigation

Le tableau ci-après résume ces calculs.

**Tableau 38 : besoin en eau des cultures et paramètre de l'irrigation**

Conception et dimensionnement du barrage de guidissi

		J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	
Pluviométrie	Pmoyenne (mm)	0,15	0,11	5,57	26,62	58,2	84,07	193	232,28	133,38	29,34	0,8	0,09	763,53
Pluviométrie efficace	Peff (mm) = P-0,15 x (P-20) si P> 20 mm	0,15	0,11	5,57	25,627	52,4	74,46	167	200,44	116,37	27,94	0,8	0,09	671,01
Evaporation bac A	Evap (mm)	249,55	264,62	327,71	317,24	300	241,3	188,5	148,93	149,7	200,4	218,3	237	2842,7
Evapotranspiration	ETP (mm)	190,61	187,8	211,33	200,76	202	177,5	155,1	141,75	145,76	177,1	177,1	188	2154,8
	ETP (mm/j)	6,14871	6,4759	6,8171	6,692	6,52	5,916	5,003	4,5726	4,8587	5,712	5,904	6,06	
<b>Culture du riz</b>														
Coefficient cultural	Kc						0,09	0,9	1,16	1	0,4			
Humidification	Lh (mm)						50							
Imbibition/Remplissage casier	Li (mm)						100							
Percolation	D (mm/j)							3,5						
	D (mm)						105	108,5	108,5	105	108,5			
Evapotranspiration de référence	ETMréf (mm)= KcETP						15,97	139,6	164,43	145,76	70,82			
Besoins nets en eau	BN (mm)= Kc ETP- Peff+(Lh+Li)+D						196,5	231,1	222,49	284,39	301,4			
	BN (m3/ha)= BN (mm) x 10						1965	2311	2224,9	2843,9	3014			
Efficienc de l'irrigation	Eeff (%)						80	80	80	80	80			
Besoins bruts	BB (m3/ha)= BN/Eeff						2456	2888	2781,2	3554,8	3767			15448
	BB (mm)						245,6	288,8	278,12	355,48	376,7			
<b>Cultures maraichères</b>														
Coefficient cultural	Kc	1,15	1									0,6	0,8	
Evapotranspiration de reference	ETMréf (mm)= KcETP	219,202	187,8									106,3	150	
Infiltration	I (mm) = 3 mm/j	93	87									90	93	
Besoins nets en eau	BN (mm)= Kc ETP-Peff+I	312,052	274,69									195,5	243	
	BN (m3/ha)= BN (mm) x 10	3120,52	2746,9									1955	2432	
Efficienc de l'irrigation	Eeff (%)	80	80									80	80	
Besoins bruts	BB (m3/ha)= BN/Eeff	3900,64	3433,6									2443	3040	12818
	BB (mm)	390,064	343,36									244,3	304	

❖ **Besoins en eau humains**

Le tableau ci-après résume ces calculs.

**Tableau 39 : besoins en eau humains**

Taux d'accroissement de la population (%)	2,33		
Consommation spécifique (l/j/hbt)	20		
	<b>Population humaine</b>		
Villages	2006	2017	2047
Guidissi	478	632	1262
Nabinskiéma	736	957	1910
Tampouri	804	1045	2086
Toebanega	532	691	1380
Samsaongo	572	743	1483
Dabogtinga	930	1209	2413
<b>Total</b>	<b>4052</b>	<b>5277</b>	<b>10534</b>
<b>Mois</b>	<b>Nbre de jours</b>	<b>Volume de la consommation humaine (m3)</b>	
O	31	6531	
N	30	6320	
D	31	6531	
J	31	6531	
F	29	6320	
M	31	6531	
A	30	6320	
M	31	6531	
J	30	6320	
J	31	6531	
A	31	6531	
S	30	6320	
<b>Total</b>	<b>365</b>	<b>76898</b>	

❖ **Besoins en eau du cheptel**

Le tableau ci-après résume ces calculs.

**Tableau 40 : Besoins en eau du cheptel**

<b>Consommation spécifique (l/j/tête)</b>						
Gros ruminant (Bovins)	Petits ruminants (Ovins, caprins, porcins)				Volaille	
30	10				0,2	
<b>Population du cheptel à l'horizon 2030</b>						<b>Besoins total en eau à l'horizon de 2047 (m3)</b>
Villages	bovins	ovins	caprins	porcins	volaille	
Guidissi	631	883	631	126	2 650	13 091
Nabinskiéma	955	1337	955	191	4 011	19 813
Tampouri	1043	1460	1043	209	4 381	21 639
Toebanega	690	966	690	138	2 898	14 315
Samsaongo	742	1038	742	148	3 114	15 384
Dabogtinga	1207	1689	1207	241	5 067	25 031
<b>Total</b>	<b>5268</b>	<b>7373</b>	<b>5268</b>	<b>1053</b>	<b>22121</b>	<b>109 273</b>
<b>Mois</b>	<b>Nbre de jours</b>		<b>V cheptel (m3)</b>			
O	31		9281			
N	30		8981			
D	31		9281			
J	31		9281			
F	29		8682			
M	31		9281			
A	30		8981			
M	31		9281			
J	30		8981			
J	31		9281			
A	31		9281			
S	30		8981			
<b>Total</b>	<b>365</b>		<b>109573</b>			

## 6. Vérification de la stabilité du déversoir

### ❖ Calculs des forces et moments agissant sur le déversoir

Après sa mise en fonction, le barrage est soumis à plusieurs types de force. Ces forces sont divisées en deux grands groupes : les forces horizontales et les forces verticales.

Ainsi nous déterminerons ces différentes forces.

$\gamma_{eau}$  = Poids volumique de l'eau. On prendra 10 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma_{beton}$  = Poids spécifique du béton. On prendra 24 KN /m<sup>3</sup>

H = Hauteur du déversoir = 6,5 m

$h_{aval}$  = hauteur de la lame d'eau à l'aval du barrage = 1,0 m

$h_{amont}$  = hauteur de la lame d'eau à l'aval du barrage = 1,0 m (est **la valeur théorique maximale obtenue avec la crue de sécurité**).

l= largeur de la crête du déversoir 0,5 m

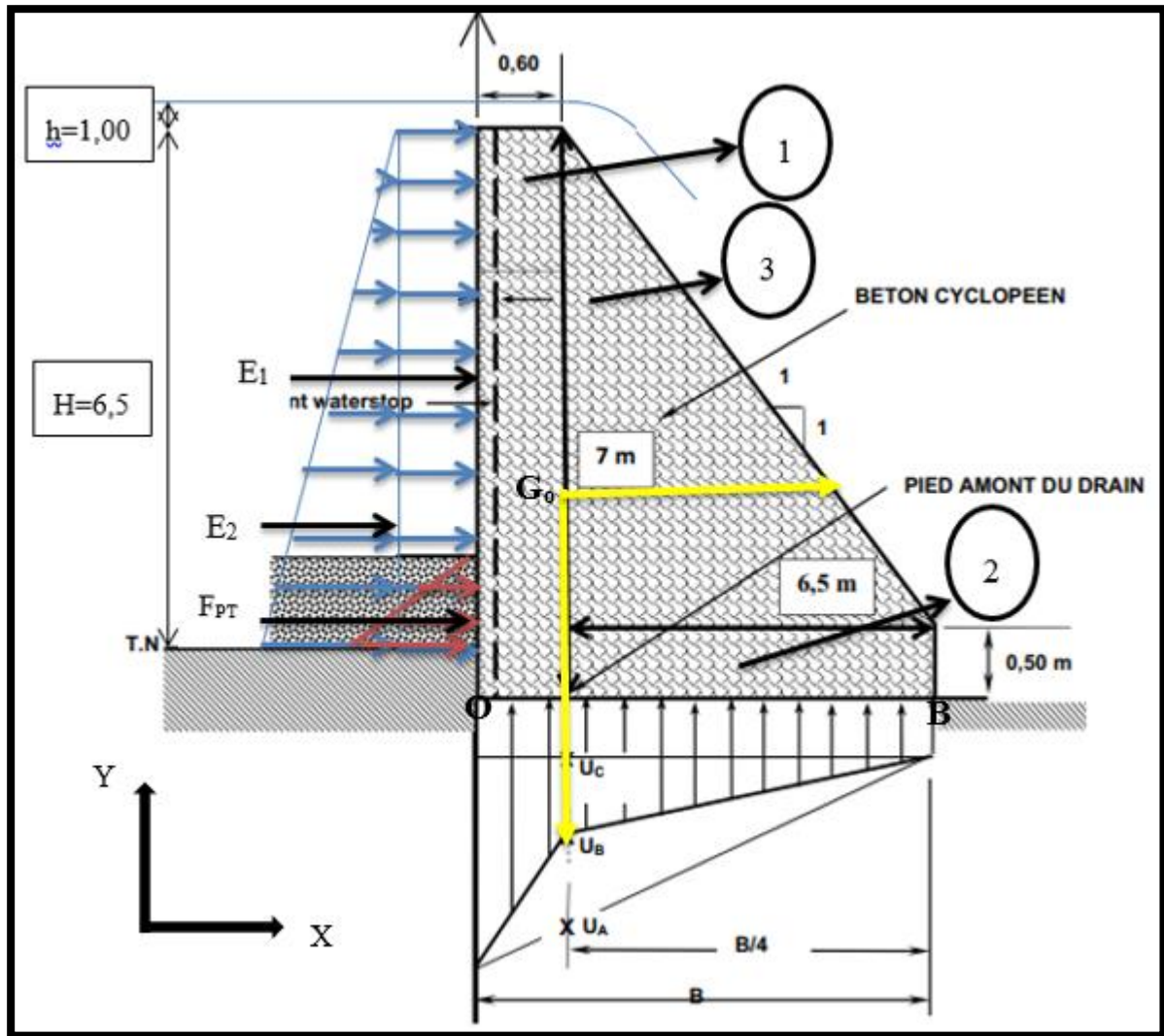


Figure 22 : figure représentatif du déversoir de Guidissi.

✓ **Poids :**

Selon la géométrie du déversoir, on le découpe en trois partie

$$P_1 = 0,6 \times 7 \times 24 = 100,8 \text{ KN/m}$$

$$P_2 = 0,5 \times 6,5 \times 24 = 78 \text{ KN/m}$$

$$P_3 = (6,5 \times 6,5 / 2) \times 24 = 507 \text{ KN/m}$$

✓ **Poussée de l'eau**

• Poussée hydrostatique amont :

$$E_1 = \gamma_w \times H \times h_{lam} = 10 \times 6,5 \times 1,5 = 97,5 \text{ KN/m}$$

$$E_1 = \gamma_w \times \frac{H^2}{2} = 211,25 \text{ KN/m}$$

• Poussée hydrostatique aval :

$$E_1 = \gamma_w \times \frac{h^2}{2} = 11,25 \text{ KN/m}$$

✓ Sous pressions

- A l'extrémité amont, en tenant compte de la parafouille, on a :

$$U_{Amont} = \gamma_w (h' + \frac{2}{3} (H + h - h')) = 10 \times (1,5 + \frac{2}{3} \times (6,5 + 1,5 - 1,5))$$

$$= 58,33 \text{ KN/m}^2$$

- A l'extrémité aval :

$$U_{Aval} = \gamma_w * h' = 10 \times 1,5 = 15 \text{ KN/m}^2$$

- Au niveau du pied amont du drain, les sous-pressions sont abaissées de moitié au droit du drain et celui-ci est situé à la moitié de la base du massif, donc :

$$U_{Drain} = (((U_{Amont} + U_{Aval}/2) - U_{Aval}/2)) + U_{Aval} = 25,83 \text{ KN/m}^2$$

Pour calculer la résultante des sous-pressions, on les partagera en quatre :

$$e_1 = \gamma_w \times h_{lam} \times B = 15 * 7,1 = 106,5 \text{ KN/m}$$

$$e_2 = (U_{Drain} - U_{Aval}) \times (B - \frac{B}{4})$$

$$= (25,83 - 15) * (7,1 - 1,75) = 57,66 \text{ KN/m}$$

$$e_3 = \frac{(U_{Drain} - U_{Aval})}{2} \times \frac{B}{4}$$

$$= ((25,83 - 15)/2) * 1,775 = 9,61 \text{ KN/m}$$

$$e_4 = (U_{Amont} - U_{Drain}) \times (B - \frac{B}{4})$$

$$= ((58,33 - 25,83)/2) * 5,25 = 85,31 \text{ KN/m}$$

- Poussée des terres

**Sédiments**

h= 1m, épaisseur de la couche de sédiments

$$P_t = \frac{\gamma_i}{2} * h^2 \tan^2(\Pi/4 - \Phi/2) = \frac{8}{2} * 1^2 \tan^2(\Pi/4 - \Pi/18) = 1,96 \text{ KN/m}$$

✓ **Bilan des forces et des moments :**

- **Calcul des bras de levier**

$$P_1 \quad a_1 = 0,6/2 = 0,3 \text{ m}$$

$$P_2 \quad a_2 = 6,5/2 + 0,6 = 3,85 \text{ m}$$

$$P_3 \quad a_3 = 0,6 + 1/3 * 6,5 = 2,77 \text{ m}$$

$$E_1 \quad b_1 = (7/3) = 2,33 \text{ m}$$

$$E_2 \quad b_2 = (7/3) = 2,33 \text{ m}$$

$$E_3 \quad b_3 = (1,7/3) = 0,56 \text{ m}$$

$$e_1 \quad c_1 = 0$$

$$e_2 \quad c_2 = (7,1/2)/2 = 1,775 \text{ m}$$

$$e_3 \quad c_3 = (7,1/2)/3 = 1,18 \text{ m}$$



*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

$e_4 \quad c_4 = (7,1/2) * 2/3 = 2,36 \text{ m}$

$P_T \quad d_1 = 1/3 = 0,33 \text{ m}$

**Tableau 41 : Calculs des forces et moments agissant sur le déversoir**

Désignation	Sommes des forces verticales	Sommes des forces horizontales	Bras de levier	Sommes des moments	
				Moments stabilisant Ms	Moments renversants Mr
<b>Pression hydrostatique</b>					
Pression amont					
E1		97,50	2,30		224,25
E2		211,25	2,33		492,21
Pression aval E3		-11,25	0,56		-6,30
Pression des terres Pt		1,96	0,33		0,65
<b>Poids du barrage</b>					
P1	400,80		0,35	35,28	
P2	78,00		3,87	23,40	
P3	607,00		2,77	1404,39	
<b>Sous pression</b>					
e1	-85,50		0,00	0,00	0,00
e2	-57,66		1,78		102,35
e3	-9,61		1,18		11,34
e4	-86,53		2,36		204,21
<b>Somme</b>	970,50	299,46		1563,07	1028,71

❖ **La stabilité au glissement**

Vérifier la stabilité au glissement, revient à comparer la force tangentielle de glissement admissible sous le mur avec la composante tangentielle réellement appliquée. Il y a stabilité si :

$$F_G = \frac{cB + \sum(P - \|e\|) * tg\phi}{\sum E_i} \geq 1,2$$

$F_G$  : coefficient de sécurité au glissement dans le cas où la cohésion est nulle

$F_G = 1,45 > 1,2$  , donc la stabilité au glissement est vérifiée.

❖ **La stabilité au renversement**

L'étude de stabilité au renversement consiste à calculer par rapport au point B, les moments des forces motrices et forces résistantes. On écrit le rapport des moments stabilisant sur des

## Conception et dimensionnement du barrage de guidissi

moments renversant, considéré comme coefficient de sécurité au renversement. Il y a stabilité au renversement si le coefficient de renversement  $F_R > 1,5$ .

Le coefficient de renversement  $F_R = \left| \frac{M_s}{M_r} \right|$

$F_R = 1,65 > 1,5$ , donc la stabilité au renversement est vérifiée

L'excentricité

$$e = Y_{Gouv} \left( \frac{M_s - M_r}{F_v} \right) - \left( \frac{M_s - M_r}{F_v} - X_{Gouv} \right) = 0,55$$

### ❖ Stabilité au poinçonnement

Vérification de la Stabilité au poinçonnement		
Contrainte admissible du sol $q_{adm} = 1/2 * \gamma * N_y + C * N_c + \gamma * D * N_q$	712,75	
Poids Volumique du sol sous la base de la fondation $\gamma$	22	
Angle de frottement interne du sol sous la base de la fondation $\Phi$	21	
Facteur de portance $N_y = K_p \times \cos \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) / (2 \cos 2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right))$	2,48	
Coefficient de butée $K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$	2,12	
Cohésion du sol sous la base de la fondation C	24	
Facteur de portance $N_c = (N_q - 1) \cot \Phi$	18,84	
D = profondeur d'encrage	1,5	
Facteur de portance $N_q = e^{\pi \tan \phi} \times \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$	7,07	
Contrainte maximale imposée au sol de fondation $\sigma_{max}$ (MPa)	Si $0 < e < B/6 \Rightarrow$	$\sigma_{max} = (N/B) * (1 + 6 * e/B)$
	Si $B/6 < e < B/2 \Rightarrow$	$\sigma_{max} = (2 * N) / (3 * (B/2 - e))$
	$0 < e < B/6$	204
Valeur de $q_{adm} / \sigma_{max}$	3,49	
<b>La valeur de <math>q_{adm} / \sigma_{max}</math> étant supérieur à 1,5 alors la stabilité au poinçonnement est vérifiée</b>		

En conclusion, la stabilité de l'ouvrage est assurée.

## 7. VERIFICATION DE LA STABILITE DU BOJOYER

### ❖ Pré dimensionnement

Le pré dimensionnement a donné les paramètres suivants (cf. tableau 41)

**Tableau 42 : Paramètre géométrique du bajoyer**

Données à introduire			RADIAN	
a(m)	0	$\beta(^{\circ})$	0	0
b(m)	0,5	$\varphi' (^{\circ})$	15	0,26
b'(m)	1			
c(m)	6	$\varphi's (^{\circ})$	21	0,37
h(m)	0,5	$\gamma T(Kn/m^3)$	19	
H(m)	7,5	$\gamma_{b\acute{e}ton}(Kn/m^3)$	25	
L(m)	8	qadm(bar)	2,3	
q(kN/m <sup>2</sup> )	10	B(m)	7,5	

Calcul des différentes forces et moment (Voir figure 8 pour schémas graphique)

Les différentes formules qui ont été utilisées :

Coefficient de poussée

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

Poids de la semelle

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

Poids du voile

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

Poids des terres

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

Poids des surcharges

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

Force de poussées des terres

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

Force de poussée des surcharges

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

Moment de renversement par rapport au point O

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

Moment stabilisant par rapport au point O

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

Poids total de l'ouvrage

$$N = P_s + P_v + P_q + P_T$$

Force totale de poussée

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

Moment par rapport à l'axe de la semelle

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

Les résultats sont les suivants (cf. tableau 42 43 et 44):

**Tableau 43 : Forces agissant sur le bajoyer**

Calculs élémentaires	
coefficient de poussée $K_a$	0,36
Poids de la semelle $P_s$ (KN/ml)	84
Poids du voile $P_v$ (KN/ml)	135
Poids des terres $P_T$ (KN/ml)	253
Poids des surcharges $P_q$ (KN/ml)	63
Forces de poussée des terres $F_{PT}$ (KN/ml)	168,96
Forces de poussée des surcharges $F_{Pq}$ (KN/ml)	28,8

**Tableau 44 : Calcul des moments**

Calculs secondaires	
Moment de renversement par rapport au point o"MR" (KN.m)	527,36
Moment stabilisant par rapport au point o "Mst" (KN.m)	963,85
Poids total de l'ouvrage $N$ (KN/ml)	532
Force total de poussée ou Resultant de poussée $V$ (KN/ml)	197,76
Moment total par rapport à l'axe de la semelle $MG$ (KN.m)	814,26

**Tableau 45 : Vérification de la stabilité du bajoyer**

Vérifications du mur de soutènement	Formule	Valeur	Appréciation
Stabilité au renversement	$\frac{MST}{MR} \geq 1,5$	1,83	<b>VRAI</b>
Stabilité au non soulèvement(m)	$e = \left(\frac{M_s - M_r}{Fv}\right)$ $e \leq \frac{B}{6} = 1,25$	0,82	<b>VRAI</b>
Stabilité au glissement	$\frac{N \tan \varphi'_s}{V} \geq 1,5$	1,8	<b>VRAI</b>

**ANNEXE III. Devis quantitatif et estimatif des travaux**

**Tableau 46 : Devis quantitatif et estimatif des travaux**

N° Prix	Désignation	Unité	Quantité	Prix unitaire	Montant
<b>I</b>	<b>INSTALLATIONS GENERALES DE CHANTIER</b>				
I.1	Amenée et mise en place des installations générales	ff	1	80 000 000	80 000 000
I.2	Implantation du projet et élaboration des plans d'exécution	ff	1	15 000 000	15 000 000
I.3	repliement des installations	ff	1	10 000 000	10 000 000
I.4	Balisage de la cote Plus Hautes Eaux	km	6,1	500 000	3 050 000
I.5	A11battage des arbres de la cuvette à la cuvette à la côte Plan d'Eau Normal	ha	78,54	75 000	5 890 500
	<b>TOTAL INSTALLATION</b>				<b>113 940 500</b>
<b>II</b>	<b>DIGUE</b>				
<b>II.1</b>	<b>TERRASSEMENT</b>				
II.1.1	abattage et dessouchage d'arbres dans l'emprise de la digue	m2	21 370	500	10 685 000
II.1.2	Décapage de l'emprise de la digue contrefort, épaisseur max 30 cm	m2	21 370	1 000	21 370 000
II.1.3	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m3	10 223	4 500	46 003 500
II.1.4	Remblai argileux compacté à l'OPN pour tranchée d'ancrage	m3	10 223	4 500	46 003 500
II.1.5	Remblai argileux compacté à l'OPN pour corps de digue	m3	31 050	4 500	139 725 000
II.1.6	Deblai manuel pour muret de crete, mur parapet et drain de pied aval	m3	2 451	4 500	11 029 500
II.1.7	Couche de pose pour perrés sec amont et aval (ép 0,1 m)	m3	1 660	4 000	6 640 000
II.1.8	Couche de couronnement latéritique de la crete (ép 0,3 m)	m3	2 294	4 500	10 323 000
II.1.9	Sable calibré pour filtre	m3	1 106	10 000	11 060 000
	<b>Total II.1</b>				<b>302 839 500</b>
<b>II.2</b>	<b>BETONS, ETANCHEITE ET CANALISATION</b>				
II.2.1	Tube PVC Ø 50 pour barbacane (1 tous les 3 m)	ml	327	5000	1 635 000
	<b>Total II.2</b>				<b>1 635 000</b>
<b>II.3</b>	<b>MACONNERIE ET ENROCHEMENT</b>				

*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

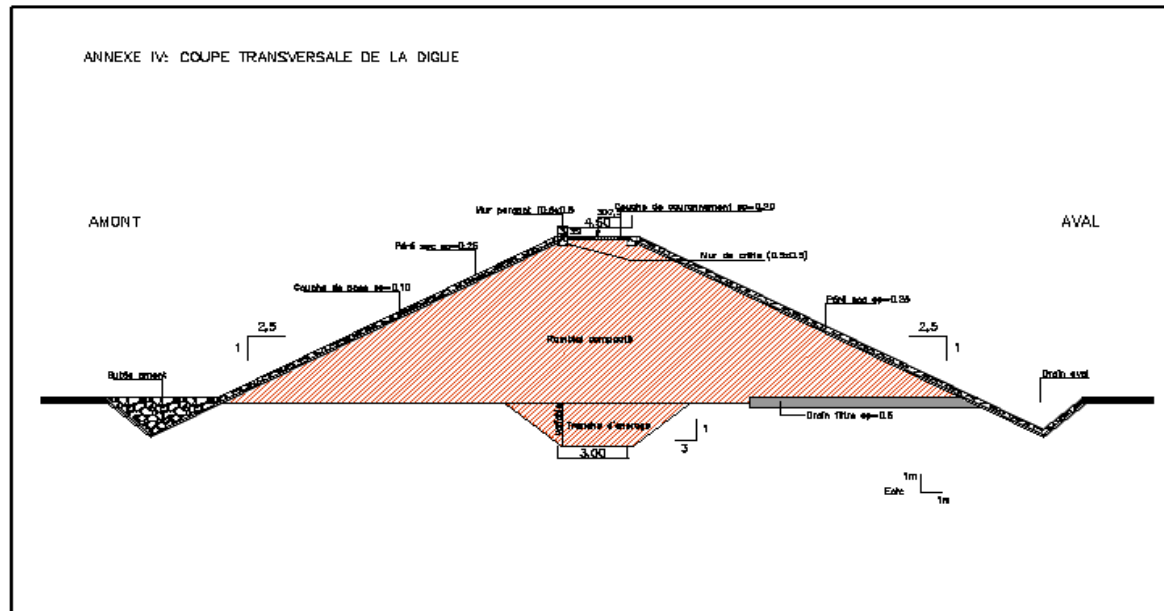
II.3.1	Maconnerie et moellons pour muret de crete et mur parapet amont	m3	1048	45000	47 160 000
II.3.2	Perré sec de protection talus amont et aval	m2	16597	8000	132 776 000
II.3.3	enrochement butée de pied amont et drain de pied	m2	4180	10000	41 800 000
	<b>Total II.3</b>				<b>221 736 000</b>
	<b>TOTAL DIGUE</b>				<b>526 210 500</b>
<b>III</b>	<b>EVACUATEURS DE CRUE, CHENAL AVAL</b>				
<b>III.1</b>	<b>TERRASSEMENT</b>				
III.1.1	Deblai aux engins pour chenal aval	m3	18000	4 500	81 000 000
III.1.2	Décapage de l'emprise du déversoir épaisseur 30 cm	m2	1610	700	1 127 000
III.1.3	Deblai manuel pour seuil déversant,bassin de sissipation,tapis rocheux et beton de blocage	m3	1011	4 500	4 549 500
	<b>Total III.1</b>				<b>86 676 500</b>
<b>III.2</b>	<b>BETONS, ETANCHEITE ET CANALISATION</b>				
III.2.1	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m3	200	200 000	40 000 000
III.2.2	Béton cyclopéen dosé à 250 kg/m3	m3	1538	150 000	230 700 000
III.2.3	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m3	100	100 000	10 000 000
III.2.4	Joint water stop	ml	306	80 000	24 480 000
III.2.5	Joint bitumineux	ml	240	5 000	1 200 000
III.2.6	Tube PVC pour barbacane (espacement 0,5 m)	ml	81	5 000	405 000
	<b>Total III.2</b>				<b>306 785 000</b>
<b>III.3</b>	<b>MACONNERIE , GABION ET ENROCHEMENT</b>				
III.3.1	Perré maçonné de protection des abords des évacuateurs de crue	m2	398	12 500	4 975 000
III.3.2	Perré maçonné protection des talus du chenal aval (sur 10 m)	m2	60	12 500	750 000
III.3.3	Gabion de 2x1x0,5	m3	405	60 000	24 300 000
	<b>Total III.3</b>				<b>30 025 000</b>
	<b>TOTAL EVACUATEURS DE CRUE, CHENAL AVAL</b>				<b>423 486 500</b>
<b>IV</b>	<b>OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE</b>				
<b>IV.1</b>	<b>TERRASSEMENT</b>				



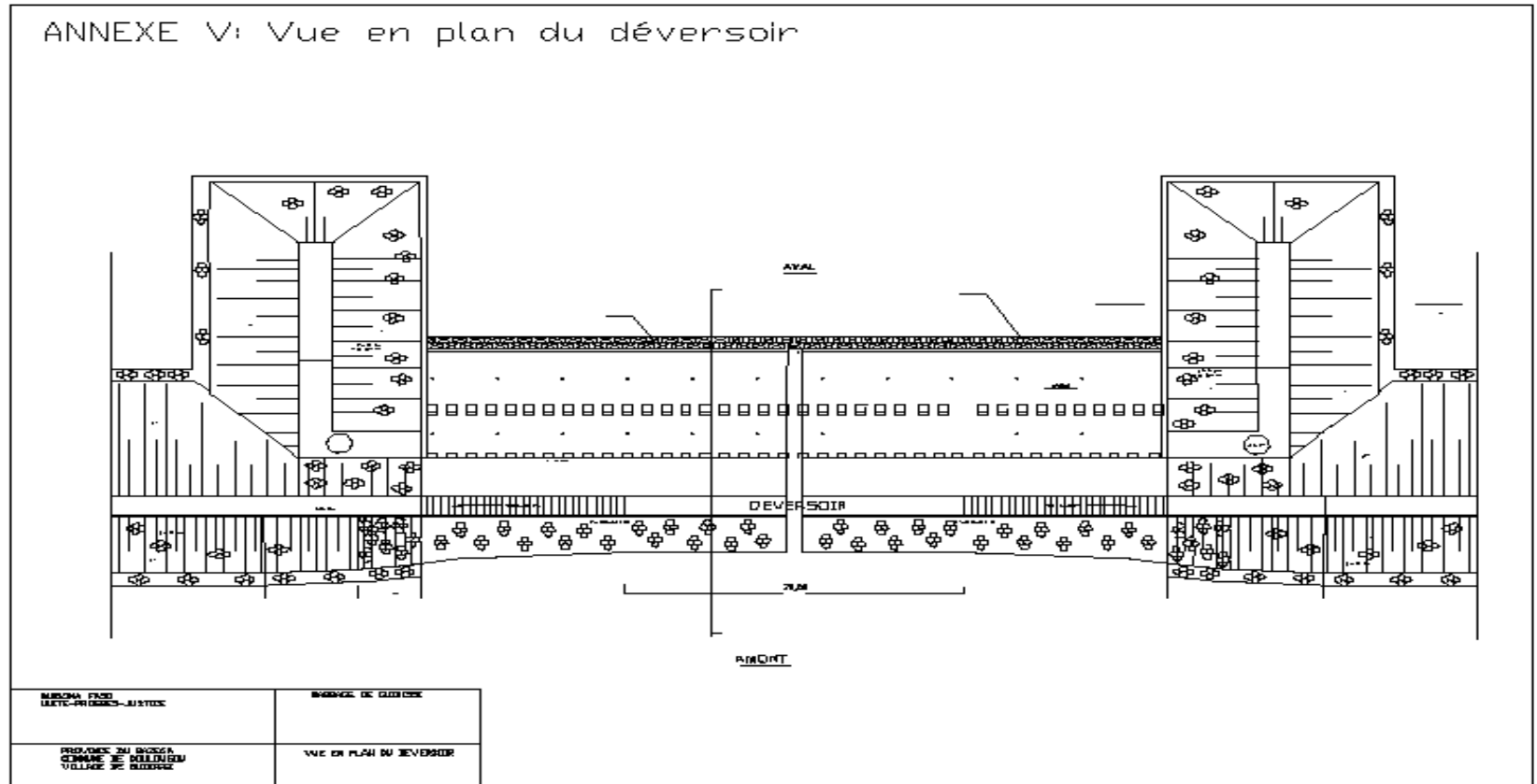
*Conception et dimensionnement du barrage de guidissi*

IV.1.1	Déblais manuel pour bac amont et bac aval	m3	25	4 500	112 500
IV.1.2	Déblais pour écran anti-renards	m3	4	4 500	18 000
	<b>Total IV.1</b>				<b>130 500</b>
<b>IV.2</b>	<b>BETONS</b>				
IV.2.1	Béton armé dosé à 350 kg/m3	m3	7	200000	1 400 000
IV.2.2	Béton ordinaire dosé à 250 kg/m3	m3	10	150 000	1 500 000
IV.2.3	Béton de propreté dosé à 150 kg/m3	m3	4	100 000	400 000
	<b>Total IV.2</b>				<b>3 300 000</b>
<b>IV.2</b>	<b>MACONNERIE ET ENROCHEMENT</b>				
IV.2.1	Perré maçonnée de protection entre talus amont et aval et bac aval (ép.0,25 m)	m2	237	12 500	2 962 500
	<b>Total IV.2</b>				<b>2 962 500</b>
<b>IV.3</b>	<b>CANALISATION ET MENUISERIE METALLIQUE</b>				
IV.3.1	Conduite en fonte ductile DN 300	ml	40	300 000	12 000 000
IV.3.2	Crépine Ø 300	u	1	200 000	200 000
IV.3.3	Robinet vanne Ø 300 et accessoires	u	1	2 000 000	2 000 000
IV.3.4	Grille de protection	m2	60	15 000	900 000
	<b>Total IV.3</b>				<b>15 100 000</b>
	<b>TOTAL OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE</b>				<b>21 493 000</b>
<b>V</b>	<b>EQUIPEMENTS DIVERS</b>				
V.1	Echelle liminimétrique	ml	20	150000	3 000 000
V.2	Bornes de nivellement	u	7	100000	700 000
V.3	Piezomètre	u	2	7500000	15 000 000
	<b>TOTAL EQUIPEMENTS DIVERS</b>				<b>18 700 000</b>
	<b>TOTAL HORS TAXE</b>				<b>1 103 830 500</b>

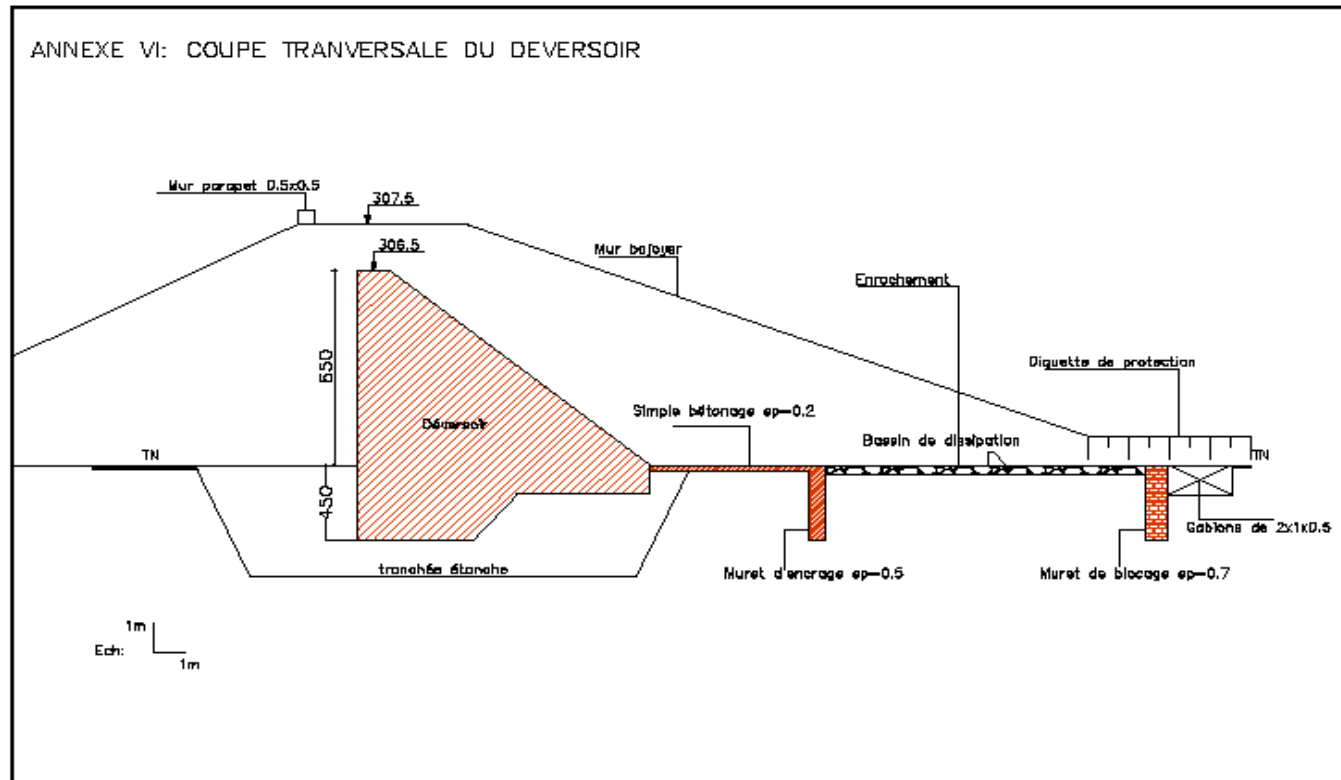
ANNEXE IV. COUPE TRANSVERSALE DE LA DIGUE



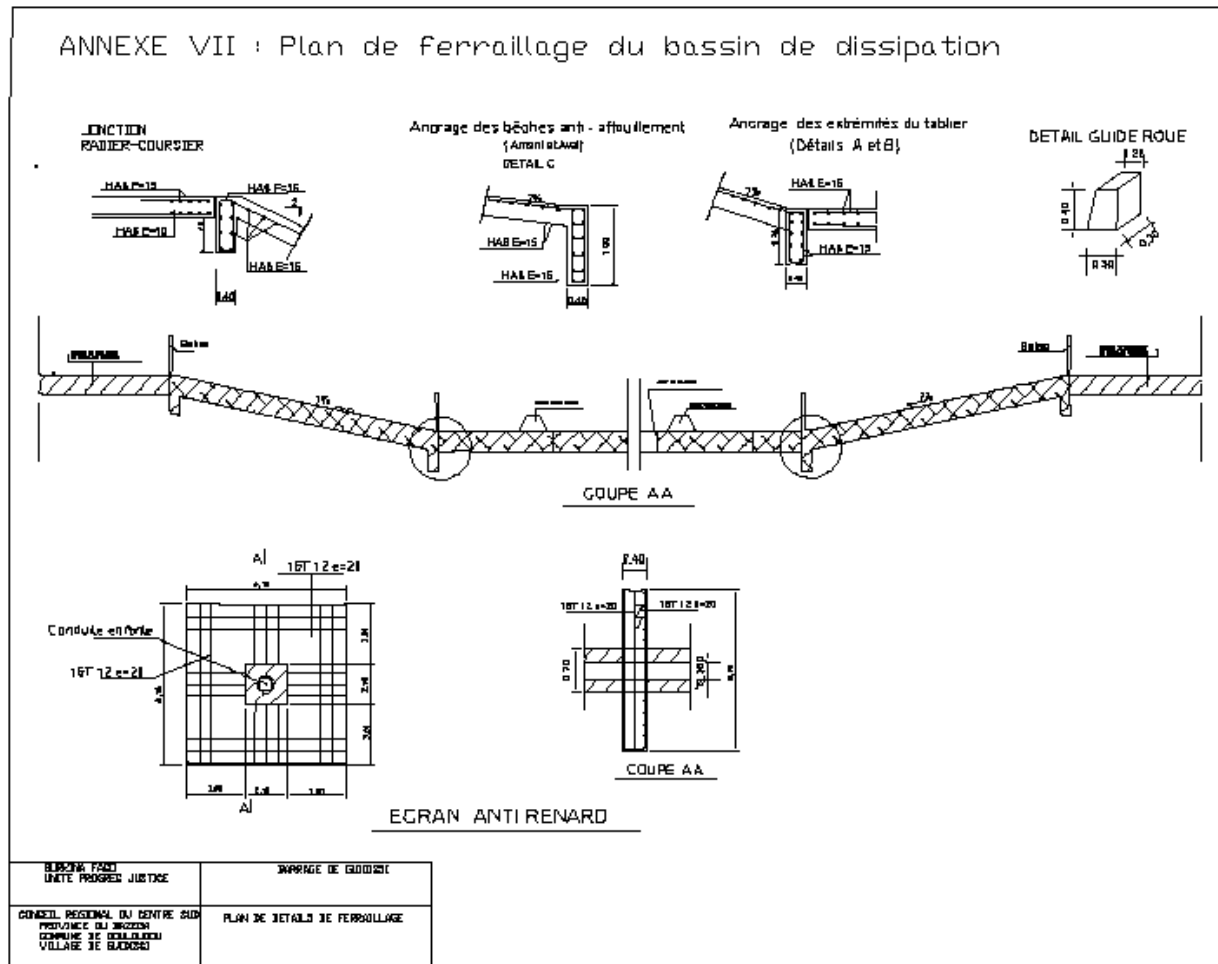
**ANNEXE V. VUE EN PLAN DU DEVERSOIR**



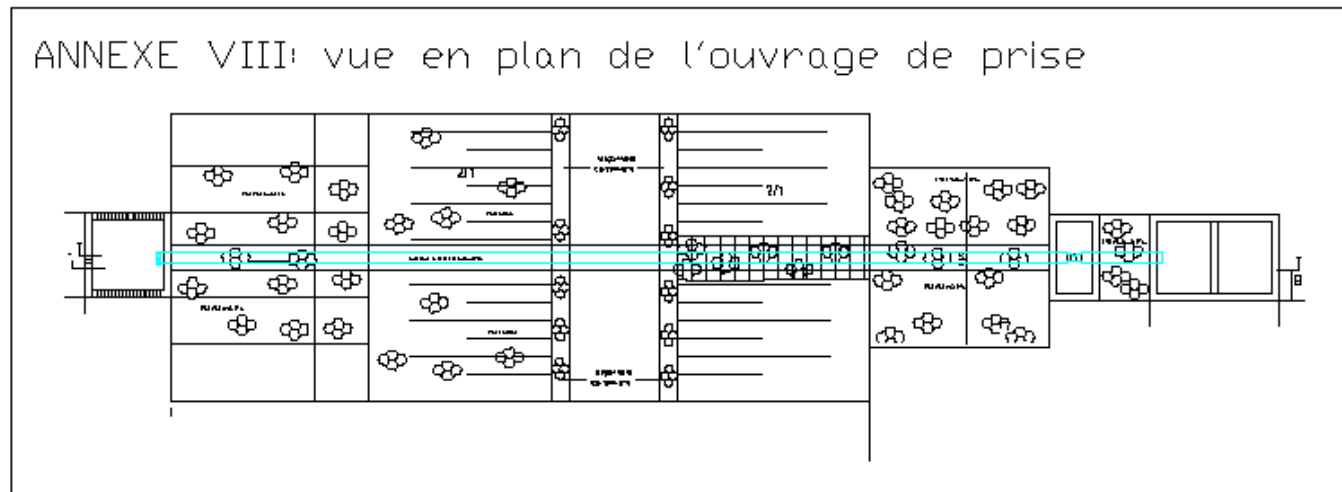
ANNEXE VI. COUPE TRANVERSALE DU DEVERSOIR



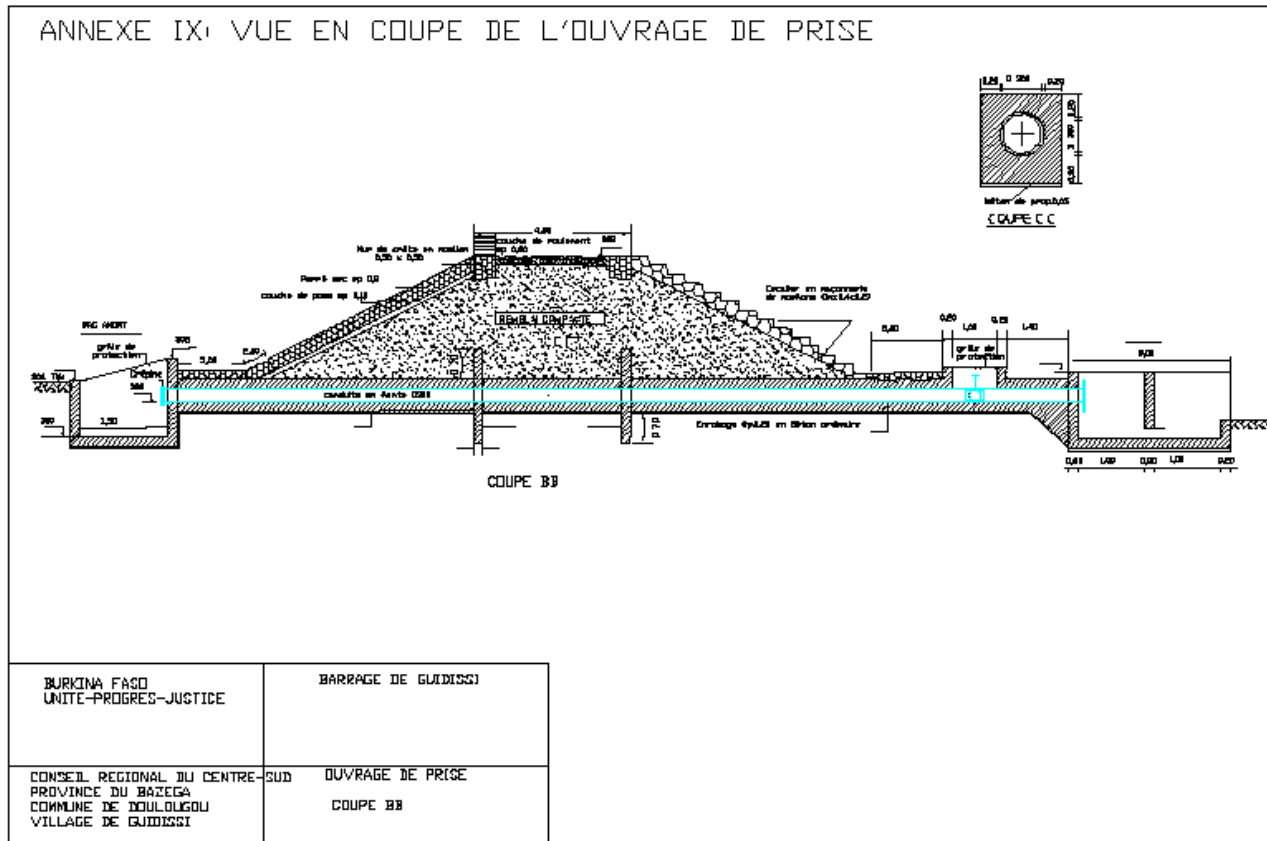
**ANNEXE VII. PLAN DE FERRAILLAGE DU BASSIN DE DISSIPATION**



**ANNEXE VIII. VUE EN PLAN DE L'OUVRAGE DE PRISE**



**ANNEXE IX. VUE EN COUPE DE L'OUVRAGE DE PRISE**



**ANNEXE X. PLAN DE FERRAILLAGE DES BACS AMONT ET AVAL**

