

**ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE
RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA
COMMUNE DE M'BENGUE (SANGOLA)**

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

SPÉCIALITÉ: GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE
OPTION: INFRASTRUCTURES ET RÉSEAUX HYDRAULIQUES

Présenté et soutenu publiquement le 30 juin 2020 :

DIOMANDE Youssouf (2016 0458)

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

Maître de Stage: TRAORE Moussa, Ingénieur du Génie Rural, BNETD

Structure d'accueil du Stage : Bureau National d'Etude Technique et de Développement (BNETD)

Jury d'évaluation du Mémoire :

Président : **Dr Dial NIANG**

Membres et Correcteurs : **Mr Gnenakantanhan COULIBALY**

Mr Arnaud OUEDRAOGO

Promotion [2019/2020]

DEDICACES

Je dédie ce document à :

- A Mon cher père DIOMANDE Abou et Ma chère mère BAMBA Mandognan
Avec tous mes sentiments de respect, d'amour, de gratitude et de reconnaissance pour tous les sacrifices déployés pour m'élever dignement et assurer mon éducation dans les meilleurs conditions, que Dieu vous récompense de la meilleur des manières
- A mes très chère frères et sœurs
En souvenir d'une enfance dont nous avons partagé les meilleurs et les plus agréables moments. Pour toute la complicité et l'entente qui nous unissent, que Dieu renforce nos liens
- A tous ceux qui m'ont soutenu dans l'élaboration de ce travail, que dieu vous assiste dans tous vos projets

CITATIONS

La chose la plus précieuse que vous pouvez faire est une erreur. Vous ne pouvez rien apprendre en étant parfait..

Adam Osborne

REMERCIEMENTS

Ce travail n'a pu être mené à bien qu'avec le soutien de plusieurs personnes que je voudrais, à travers ces quelques lignes, remercier du fond du cœur.

Mes remerciements les plus sincères vont tout d'abord Monsieur Yatiè DIOMANDE directeur du pôle Agriculture et Information Géographique et du Numérique (PAIGN) Pour la confiance qu'il m'a accordé en m'intégrant à l'équipe du département Agriculture et du Développement rural.

Je souhaite aussi exprimer ma profonde gratitude à :

- Monsieur Moussa LO enseignant au Département Génie Civil et Hydraulique (GCH), mon Directeur de mémoire 2iE pour son encadrement, son orientation, ses conseils et la disponibilité qu'il nous a témoigné pour nous permettre de mener à bien ce travail.
- Monsieur TOURE G directeur du Département Agriculture et Développement rural et Monsieur DIARRA Abdoulaye chef du service Aménagement Rural pour l'accueil chaleureux et le fait d'avoir facilité le déroulement du stage au DADR
- Monsieur TRAORE Moussa chargé d'étude au service Aménagement rural, mon encadreur interne pour son orientation, ses encouragements, son soutien et ses conseils.
- Monsieur TRAORE Sériba technicien supérieur au service aménagement rural
Dont les encouragements m'ont permis d'avancer dans ce travail, malgré les obstacles et ses conseils me seront utiles, au-delà de ce mémoire.
- Tous les professeurs qui nous ont enseignés et qui par leurs compétences nous ont soutenus dans la poursuite de nos études

Enfin j'aimerais que tout le personnel du DADR et aussi que toutes les personnes qui ont permis que ce travail voie le jour soient assurées de ma profonde reconnaissance.

RESUME

Le Projet de Production et de Traitement des Semences Certifiées de riz couvre plusieurs départements dont le département de Korhogo au Nord de la côte d'ivoire. Ce projet permettra le renforcement des capacités nationales de production de semences certifiées de riz en vue d'atteindre l'autosuffisance alimentaire. Afin d'atteindre ses objectifs l'ETAT de côte d'ivoire a décidé de doter son secteur rizicole d'infrastructures hydro-agricoles. Le présent mémoire qui traite de l'étude technique de la construction d'une digue de retenu et de l'aménagement en aval dans la commune de MBENGUE (SANGOLA) s'inscrit dans ce contexte.

La caractérisation du bassin versant à travers les systèmes d'information géographique (ARCGIS) nous a permis de calculer le débit de projet à travers les méthodes déterministes de l'ORSTOM et du CIEH. Les conceptions et dimensionnement du barrage, de ces ouvrages annexes et des périmètres en avale ont été réalisés grâce aux outils de conceptions assisté par ordinateur et des hypothèses en raison du manque de données réel. Le bassin versant délimité a une superficie de 71 Km² pour un contour de 44 Km et le débit de crue calculé est de 63 m³/s. la digue de retenu prévu pour être construite en terre homogène argileuse présente une hauteur de 10 m à partir du terrain naturel pour une longueur de 727 m avec des talus 2,5H/1V en amont et en aval. Le déversoir évacuant un débit de 24 m³/s se comporte comme un radier submersible en rive droite et est calé à la cote 339,5 m permet la mobilisation de la ressource en eau à hauteur de 5 076 780.57 m³. La prise d'eau placé en rive gauche et en acier a un diamètre de 800 mm, assurent le rôle de vidange et d'irrigation de 100 ha en aval du barrage. Sur l'ensemble de la superficie aménagé les spéculations envisagées sont le riz en hivernage comme en contre saison et le maraicher seulement en contre saison. En plus de ces spéculations la pisciculture est aussi pratiquée. Le périmètre comprend un réseau d'irrigation et de drainage afin d'évacuer les eaux excédentaires, un réseau de piste, un ouvrage de répartition de débit et des prises au fil de l'eau pour permette la mobilisation de la ressource pour alimenter les canaux.

Le coût global du projet de réalisation du projet s'élève à un montant de 909.453.238 FCFA

Mots clés

- **Autosuffisance alimentaire**
- **Barrage**
- **Système d'information géographique**
- **conceptions et dimensionnement**

ABSTRACT

The Project for the Production and Processing of Certified Rice Seeds covers several departments, including the department of Korhogo in the north of the Ivory Coast. This project will strengthen national capacity to produce certified rice seeds in order to achieve food self-sufficiency. In order to achieve its objectives, the Ivory Coast STATE has decided to equip its rice sector with hydro-agricultural infrastructure. This thesis, which deals with the technical study of the construction of a dam and the downstream development in the town of MBENGUE (SANGOLA), fits into this context.

The characterization of the watershed through geographic information systems (ARCGIS) allowed us to calculate the project flow through the deterministic methods of ORSTOM and CIEH. The designs and sizing of the dam, these ancillary works and downstream perimeters were carried out using computer-assisted design Tools and assumptions due to the lack of real data. The delimited catchment area has an area of 71 Km² for a contour of 44 km and the calculated vintage flow is 63 m³ / s. the dyke designed to be built in homogeneous clay soil has a height of 10m from the natural terrain for a length of 727m with 2.5H / 1V slopes upstream and downstream. The weir discharging a flow of 24 m³ / s behaves like a submersible raft on the right bank and is set at level 339.5 m allows the mobilization of water resources up to 5,076,780.57 m³. The water intake located on the left bank and made of steel has a diameter of 800 mm, ensuring the role of emptying and irrigation of 100 ha downstream of the dam. Over the whole of the developed area, the speculations envisaged are rice in wintering as in off season and market gardening only in off season. In addition to these speculations fish farming is also practiced. The perimeter includes an irrigation and drainage network to evacuate excess water, a track network, a flow distribution structure and run-off intakes to mobilize the resource to supply the canals.

The overall cost of the project to carry out the project amounts to FCFA 909 453 237.17

Keywords

- **Food self-sufficiency**
- **Barrage**
- **Geographic information system**
- **Designs and sizing**

LISTE DES ABREVIATION

2iE	: Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
ANADER	: Agence Nationale d'Appui au Développement Rural
BNETD	: Bureau National d'Etudes Techniques et de Développement
BB	: Besoins Bruts
BN	: Besoins Nets
CEIH	: Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
DL	: Drains Latéraux
Da	: Densité de drainage
D_s	: Dénivelé Spécifique
EIER	: Ecole Inter-Etats d'Ingénieur de l'Equipement Rural
ETM	: Evapotranspiration Maximale
ETP	: Evapotranspiration Potentielle
FAO	: Organisation Mondiale pour l'Alimentation et l'Agriculture
GPS	: Global Positioning System
Ha	: Hectare
I_g	: Indice global de pente
I_{moy}	: Pente moyenne
IT	: Pente transversale
K_c	: Coefficient cultural
K_G	: Coefficient de GRAVELUS ou Indice de compacité
MINADER	: Ministère de l'Agriculture et du Développement Rural
NASA	: National Aeronautics and Space Administration
ORSTOM	: Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
ONDR	: Office National de Développement de la Riziculture
P_e	: Pluie efficace
RI	: Relativement Imperméable
RGPH	: Recensement Général de la Population et de l'Habitat
TdR	: Termes de Références
TN	: Terrain Naturel

SOMMAIRE

DEDICACES	i
CITATIONS	ii
REMERCIEMENTS	iii
RESUME	iv
ABSTRACT	v
LISTE DES ABREVIATIONS	vi
SOMMAIRE	7
LISTE DES TABLEAUX	11
LISTE DES FIGURES	12
FICHE SYNOPTIQUE DU BARRAGE DE MBENGUE	13
INTRODUCTION	15
I. PRESENTATION DU PROJET	16
I.1 Contexte et justification	16
I.2 Objectifs de l'étude	16
I.2.1 Objectif général	16
I.2.2 Objectifs spécifiques	16
II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL	17
II.1 Le BNETD	17
II.2 Mission du BNETD	17
II.3 L'organisation au sein du BNETD	17
II.4 LE SERVICE D'ACCEUILLE	18
III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE	19
III.1 La situation géographique et administrative	19
III.2 Milieu physique	20
III.2.1 Relief	20
III.2.2 Végétation	20
III.2.3 Climat	20
III.2.4 Pluviométrie	20

III.2.5	L'hydrographie.....	21
III.3	Le milieu social et économique.....	21
III.3.1	Démographie	21
III.3.2	Activité économique.....	21
IV.	MATERIELS ET METHODES.....	22
IV.1	Matériels.....	22
IV.2	Méthode.....	22
IV.2.1	RECHERCHE DOCUMENTAIRE	22
IV.2.2	ETUDE TOPOGRAPHIQUE	22
IV.2.3	ETUDES HYDROLOGIQUE.....	23
IV.2.3.1	Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant	23
IV.2.3.2	Analyse fréquentielle des pluies	24
IV.2.3.3	Calcul du débit de crue décennale	25
IV.2.3.4	Etude des apports liquide.....	27
IV.2.4	ETUDE DE LA RETENU DU BARRAGE.....	27
IV.2.4.1	Estimation du volume de la retenue	27
IV.2.4.2	Estimation des besoins agricoles	28
IV.2.4.3	Les Besoins pastoraux	31
IV.2.4.4	Besoins des étangs piscicoles	32
IV.2.4.5	Estimation des pertes dans la retenue	32
IV.2.4.6	Estimation de l'envasement.....	32
IV.2.4.7	Calage du plan d'eau normal.....	33
IV.2.5	ETUDE DE LA DIGUE.....	33
IV.2.5.1	Hauteur de la digue.....	33
IV.2.5.2	Largeur en crête.....	34
IV.2.5.3	Pente des talus	34
IV.2.5.4	Largeur en base.....	35
IV.2.5.5	La revanche	35
IV.2.5.6	Infiltration et hydraulique interne.....	35

IV.2.5.7	Filtres et Drain.....	36
IV.2.6	OUVRAGES ANNEXES.....	36
IV.2.6.1	Evacuateur de crue	36
IV.2.6.2	L'ouvrage de prise.....	38
IV.2.7	ETUDE DE L'AMENAGEMENT.....	39
IV.2.7.1	Type d'aménagement	39
IV.2.7.2	Choix du système d'irrigation	39
IV.2.7.3	LES PARAMETRES D'IRRIGATION	41
IV.2.7.4	Structuration générale du périmètre	42
IV.2.7.5	Le découpage parcellaire.....	43
IV.2.7.6	Le réseau d'irrigation	43
V.	RESULTAT ET DISCUSSION.....	46
V.1	Résultat de l'étude topographique	46
V.2	Etude hydrologique	47
V.2.1	Analyses fréquentiel	47
V.2.2	Les caractéristiques du bassin versant.....	48
V.2.3	Détermination de la crue de projet	50
V.2.4	Apports liquides du bassin versant.....	51
V.3	Exploitation de la retenue.....	51
V.3.1	Besoins en eau d'irrigation.....	51
V.3.2	Besoins en eau du cheptel bovins et des étangs piscicoles.....	52
V.3.3	Pertes par infiltration et évaporation	52
V.3.4	Pertes par dépôts solides.....	53
V.3.5	Courbe Hauteur Volume et surface	53
V.3.6	Calage du plan d'eau normal (PEN).....	54
V.3.7	Courbe d'exploitation de la retenue	54
V.4	Conception de la digue.....	55
V.4.1.1	La largeur en crête.....	55
V.4.1.2	La revanche	55

V.4.1.3	Protection des talus amont et aval	55
V.4.1.4	Stabilité des pentes des talus	56
V.5	Conception de l'évacuateur de crue.....	58
V.5.1	Le déversoir	58
V.5.2	Chenal d'évacuation	59
V.5.3	Coursier	59
V.5.4	Bassin de dissipation	60
V.5.5	Protection aval du bassin de dissipation	61
V.5.6	Ouvrages de prises.....	61
V.6	Paramètres d'irrigation	62
V.7	DIMENSIONNEMENT DES DOUVRAGES.....	62
V.7.1	Dimensionnement des canaux d'irrigation	62
V.7.1.1	Le canal d'aménagé.....	62
V.7.1.2	Canaux primaires.....	63
V.7.1.3	Canaux secondaires	64
V.7.1.4	Les prises sur les canaux primaires	64
V.7.1.5	Les prises parcellaires	64
V.7.1.6	Dimensionnement des drains.....	64
V.7.1.7	Les ouvrages de Franchissement	66
V.7.1.8	Les prises au file de l'eau	66
V.7.1.9	Ouvrage de répartition de débits.....	66
V.7.1.10	Le réseau de circulation.....	67
VI.	NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL	67
VII.	DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX	67
VIII.	CONCLUSION ET RECOMMANDATION.....	68
	BIBLIOGRAPHI.....	69
	ANNEXES.....	70

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Données pluviométriques	20
Tableau 2: Coefficient cultural.....	29
Tableau 3: Formule de la largeur en crête	34
Tableau 4: Valeurs indicatives des fruits de talus	34
Tableau 5: Comparaison des types d'aménagements:	39
Tableau 6 : Les systèmes d'irrigation	40
Tableau 7: Caractéristique des données pluviométriques	47
Tableau 8: Résultat d'analyse statistique des données pluviométriques	48
Tableau 9: Coordonnées de l'exutoire	48
Tableau 10: Autres caractéristiques du bassin versant.....	50
Tableau 11: Résultat du calcul du débit de crue.....	51
Tableau 12: Résultat du calcul des Apports liquides du bassin versant.....	51
Tableau 13: Récapitulatif des besoins en eau agricoles	52
Tableau 14: Récapitulatif besoin en eau bovin et pisciculture.....	52
Tableau 15: Perte par évaporation et infiltration.....	52
Tableau 16: Epaisseur minimal de la couche d'enrochement et dimension des blocs.....	56
Tableau 17: Caractéristiques de la digue.....	57
Tableau 18: Caractéristique du déversoir	59
Tableau 19: Caractéristique du chenal	59
Tableau 20: Caractéristique du coursier	60
Tableau 21: Caractéristiques du bassin de dissipation	60
Tableau 22: Caractéristique des enrochements pour protection aval du bassin de dissipation	61
Tableau 23: Résultat de calcul des paramètres d'irrigation	62
Tableau 24: Caractéristiques du canal d'aménagé.....	62
Tableau 25: Caractéristiques des canaux primaire	63
Tableau 26: Caractéristiques des canaux secondaire	64
Tableau 27: Caractéristiques des drains primaires	65
Tableau 28: Caractéristique des drains secondaires	65
Tableau 29: Caractéristiques des dalots	66
Tableau 30: Caractéristiques des Prises au fil de l'eau.....	66
Tableau 31: Caractéristiques du Partiteur	67

LISTE DES FIGURES

Figure 1: Carte de situation de La localité	19
Figure 2: Analyse statistique de données pluviométriques annuelles	47
Figure 3: Analyse des données statiques de la pluviométrie journalière maximale.....	48
Figure 4: Carte du bassin versant de M'BENGUE.....	49
Figure 5: Courbe hypsométrique du bassin versant de M'BENGUE.....	49
Figure 6: Courbe hauteur volume de la retenue du barrage.....	53
Figure 7: Courbe hauteur surface de la retenue du barrage	54
Figure 8: Courbe d'exploitation de la retenue	54
Figure 9: Vérification de la stabilité du talu aval	57
Figure 10: Ligne phréatique a travers la digue.....	57
Figure 11: Résultat de l'étude de laminage de cru.....	58

FICHE SYNOPTIQUE DU BARRAGE DE MBENGUE

DESIGNATION	CARACTERISTIQUES
I. DONNEES GENERALES	
I.1. LOCALISATION	
Village	SANGOLA
Commune	M'BENGUE
Région	PORO
Coordonnées UTM	X= 690 553 m
	Y = 1 407 693 m
Distance de Korhogo	67 km
Distance d'Abidjan	636,4 km
I.2. BASSIN VERSANT	
Superficie	71 km ²
Périmètre	44 km
I.4. DEBIT DE CRUES CARACTERISTIQUES	
Débit de crue décennale	3123 m ³ /s
Débit de crue centennale (crue de projet)	63 m ³ /s
Débit laminé	24 m ³ /s
II. CARACTERISTIQUES DES OUVRAGES DU BARRAGE	
II.1. DIGUE	
Type	Terre homogène (argileux)
Longueur	726,93m
Cote de la crête	341,20 m
Largeur crête	5,00 m
Hauteur	10.00 m
Pente talus amont	2,5H/1V
Pente talus aval	2,5H/1V
II.2. DEVERSOIR	
Type	Seuil épais
Forme	Rectangulaire
Position	Latéral (Gauche)
Longueur	20 m
Cote de calage	339,5m
Largeur en crête	5 m
Type de Bassin de dissipation	Ressaut de type II USBR
Longueur du Bassin de dissipation	3 m
II.3. OUVRAGE DE PRISE	
Nombre	1
Type	Vanne aval
Position	Rive gauche

Caractéristique de la conduite	Acier galvanisé
Diamètre de la conduite	DN 800 mm
Longueur de la conduite	60 m
II.4. CAPACITE DE LA RETENUE	
Capacité du barrage	5 076780,57 m ³
Superficie du plan d'eau	222,85 ha
AMENAGEMENT	
Superficie aménagée	120 ha
Module d'irrigation	25 l/s
Débit fictif continu (DFC)	3 l/s/ha
Débit maximum de pointe (DMP)	6 l/s/ha
Spéculation en aval	Riz/ Maraichers / pisciculture

INTRODUCTION

La cote d'ivoire est un pays à vocation agricole avec une population d'environ 22.6 millions d'habitants pour une superficie de 322.462 Km² (RGPH 2014). Le taux de croissance annuel de la population est de 3,3 % (RGPH 2014).

Malgré son rang de deuxième producteur de paddy (riz non décortiqué) de l'espace UEMOA, avec plus de 700 mille tonnes après le Mali, la cote d'ivoire importe chaque année une importante quantité de riz pour couvrir 50 % des besoins de consommation de sa population. Ce pourcentage relativement élevé est lié au fait que Le riz est devenu progressivement au cours des dernières décennies, une denrée au centre de l'alimentation de la population ivoirienne.

En effet, du fait de l'urbanisation grandissante (1% urbain pour 1,5 % ruraux), le riz est entré dans les habitudes alimentaires des populations surtout en zone urbaine, passant ainsi d'un aliment culturel de base des régions ouest et centre ouest, à une alimentation quasi quotidienne des ivoiriens en général. Pour combler son déficit en riz la cote d'ivoire exporte annuellement une quantité estimée à 300 milliard de FCFA.

Le développement d'un secteur semencier certifié est l'un des outils nécessaires à l'augmentation du rendement des paysans producteurs de riz. Ainsi promouvoir ces semences certifiées pourrait être l'une des mesures approprié en vue de booster la production rizicoles ivoirienne. Les infrastructures hydro-agricoles occupent une place de choix dans le développement d'un secteur semencier dans la mesure où ils permettent la mobilisation et la bonne gestion de la ressource en eau. La construction d'une digue de retenu et de l'aménagement en aval à sangola montre l'engagement du gouvernement ivoirien dans la facilitation de l'accès aux semences par les agriculteurs à travers le Projet de Production et de Traitement des Semences Certifiées de riz en Côte d'Ivoire. Le thème de notre mémoire de stage intitulé << ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE (SANGOLA)>> s'inscrit dans la cadre de ce projet.

Il s'agira pour nous dans la suite de ce document En premier lieu de présenter les caractéristiques de la zone d'étude et les objectifs du projet, ensuite d'énoncer le matériels, les méthodes utilisés et les résultats de l'étude obtenus et enfin de terminer par une conclusion et des recommandations technique pour une meilleur exploitation et une pérennisation du périmètre irrigué et de l'ouvrage de retenu d'eau.

I. PRESENTATION DU PROJET

I.1 Contexte et justification

Les deux dernières décennies consécutives aux années 90 ont été marquées par une réduction de la production de riz et qui a rendu sa consommation nationale de plus en plus importante tributaire des importations. L'une des causes identifiées est l'insuffisance de semences en quantité et en qualité.

Afin de palier à ce dysfonctionnement, le Ministère de l'Agriculture a mis en place, le Projet de Production et de Traitement des Semences Certifiées de riz en Côte d'Ivoire. Ce projet vise à contribuer de façon durable à l'augmentation de la production et de la productivité du riz ainsi qu'au renforcement de la sécurité alimentaire en Côte d'Ivoire. L'objectif du projet sera atteint grâce au renforcement des capacités nationales de production de semences certifiées de riz et l'extension progressive des zones de production.

Le projet couvre les régions du Poro, du Tonpki, du Gontougo, du Goh, du Denguélé, de l'Agnéby-Tyassa et du Bélier. Le Ministère de l'Agriculture et du Développement Rural veut utiliser une partie des ressources pour réaliser un aménagement hydro-agricole dans le département de M'Bengué.

Au regard de l'expertise et de l'expérience avérées du BNETD dans le domaine des aménagements hydroagricoles, ce cabinet a été identifié pour réaliser les études et d'assurer le rôle d'ingénieur conseil pour le suivi et contrôle des travaux.

I.2 Objectifs de l'étude

I.2.1 Objectif général

L'objectif général de ce stage est de réaliser des études techniques des travaux d'aménagement hydroagricoles de Sangola dans le Département de M'bengué.

I.2.2 Objectifs spécifiques

- réaliser les études de bases nécessaires à la conception des ouvrages (topographie, hydrologie, géotechnique et géologique.) ;
- réaliser les études de conception nécessaires à la construction de la digue et Aménager ; le périmètre situé en aval du barrage;
- Evaluer le coût des travaux ;
- Faire une étude d'impact environnemental.

II. PRESENTATION DE LA STRUCTURE D'ACCUEIL

II.1 Le BNETD

Créé en 1978 sous la dénomination de Direction et Contrôle des Grands Travaux (DCGTx), le Bureau National d'Etudes Techniques et de Développement a largement contribué à réaliser le développement de la Côte d'Ivoire. Il a été créé afin d'accompagner le Gouvernement ivoirien dans l'identification, la conception et le contrôle de la mise en œuvre des grands projets de développement. Au fil des années, il a acquis une notoriété au plan national et international dans les domaines d'activités suivants : **Planification Urbaine, Infrastructures et Transports, Environnement, Bâtiments, l'agriculture, Energie, Industrie, Economie, Ingénierie Financière, Système d'information Géographique.**

Dans le cadre de l'ambitieux projet du Gouvernement de faire de la Côte d'Ivoire un pays émergeant à l'horizon 2020, le BNETD pour y contribuer et entend être « **un pôle d'expertise de haut niveau, au service du développement et un partenaire privilégié de l'Etat de Côte d'Ivoire** ».

II.2 Mission du BNETD

Afin de correctement remplir sa mission, le BNETD a décliné sa vision en quatre axes stratégiques :

- **Opérationnalisation de l'émergence** : Aligner les activités prioritaires du BNETD sur les objectifs de l'émergence ;
- **Excellence opérationnelle** : Améliorer la réactivité et l'efficacité du BNETD ;
- **Innovation pour l'émergence** : Faire de l'innovation un levier pour accélérer l'atteinte des objectifs nationaux ;
- **Forces spéciales du développement** : Renforcer les ressources humaines pour devenir un pôle d'excellence.
- **Rentabilité et pérennité** : Poser les fondations d'une institution pérenne.

II.3 L'organisation au sein du BNETD

La haute direction du BNETD est composée des entités suivantes:

- Un Conseil d'Administration,
- une Direction Générale,

- un Secrétariat Général,
- les Directeurs,
- les Conseillers Techniques.

En termes d'organisation, le BNETD est subdivisé en pôles (4), départements (16) et services. Une mission bien déterminée est assignée à chacune de ces entités qui possèdent les compétences requises pour réaliser les objectifs du BNETD. Le département qui nous a accueilli dans le cadre de notre stage est le Département de l'Agriculture Développement Rural (DADR) du pôle Agriculture et Information géographique et du Numérique.

II.4 LE SERVICE D'ACCEUILLE

Nous avons eu l'honneur d'être accueilli au Service Aménagement Rural (SAR) du Département Agriculture et Développement Rural (DADR) rattaché au Pôle Agriculture Informations Géographiques et Numérique (PAIGN).

En matière de gestion des projets agricoles, le BNETD intervient dans les différents domaines de l'agriculture tels que les ressources animales et halieutiques, la foresterie, la pédologie appliquée, l'aménagement rural et le foncier rural. Les produits et services du département se déclinent comme suit :

- Identification de projets ;
- Élaboration de termes de référence d'études et de projets ;
- Analyse diagnostique de projets ;
- Études pédologiques et morpho-pédologiques ;
- Études de pré-faisabilité et faisabilité de projets ;
- Études techniques de projets agricoles ;
- Analyse économique et financière de projets agricoles ;
- Expertise d'unités agro-industrielles ;
- Plans locaux de développement rural des régions (PLDR) ;
- Suivi-évaluation de projets agricoles ;
- Conception de dossiers d'appels d'offre et suivi de passation de marché ;
- Suivi et contrôle de travaux d'aménagements agricoles ;
- Bilans diagnostics de politiques agricoles et schémas directeurs agricoles.

III. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

III.1 La situation géographique et administrative

La commune de M' BENGUE est située au Nord de la Côte d'Ivoire dans la région du Poro dont KORHOGO est le chef-lieu. Elle est limitée :

- au Nord par la ville de Kanakonon ;
- au Sud par les sous-préfectures de NIOFOIN et Souho à ;
- l'est par les sous-préfectures de NIELE et Diawala ;
- à l'ouest par la sous-préfecture de KASSERE et les départements de KOUTO et de TENGRELA

Chef-lieu de département M'BENGUE couvre une superficie de 2 600 Km² et est située à environ 760 km d'ABIDJAN et à 75 km de KORHOGO. Les coordonnées géographiques du site sont les suivantes:

- Latitude nord : 10°0'23" ; Longitude Ouest : 5°54'20" W

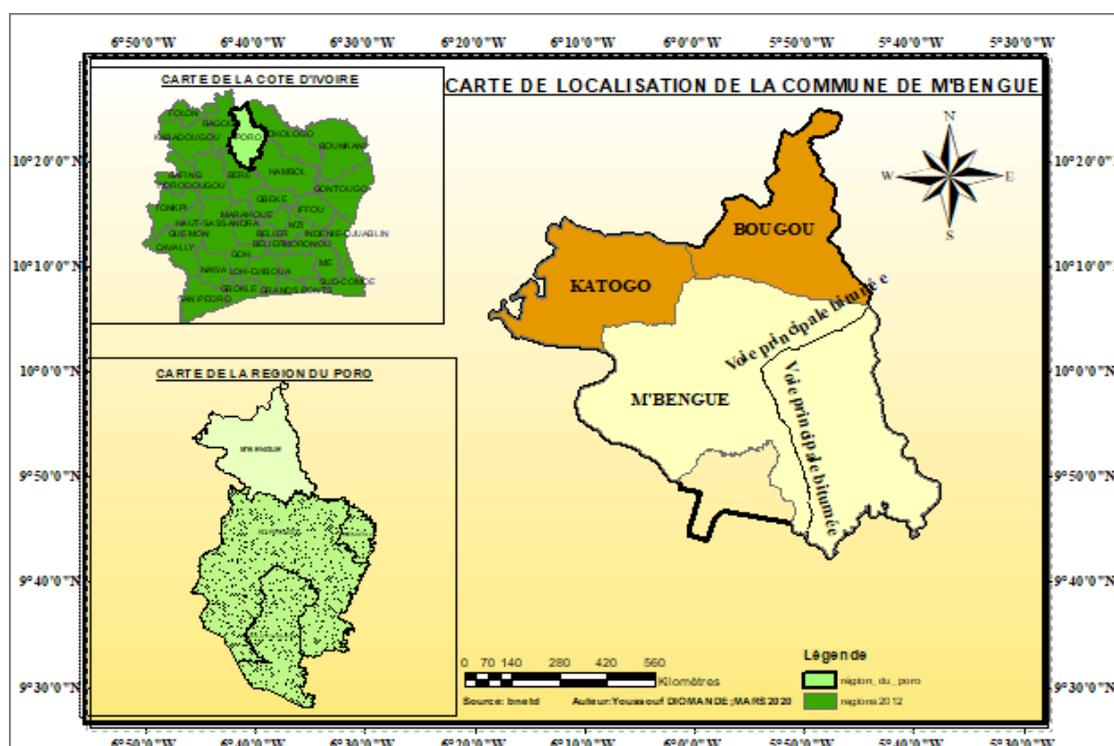


Figure 1: Carte de situation de La localité

III.2 Milieu physique

III.2.1 Relief

La région de m'bengue est marquée par un relief peu élevé constitué de collines d'altitude variant entre 100 et 360 mètres. Dans cette zone de plateau alternent, petites collines (inselberg) et bas fond. Le réseau hydrographique est plus ou moins dense. Il est constitué des affluents du Badenou (louholo, lé) et du sindjougouba.

III.2.2 Végétation

La végétation dominante est la savane herbeuse ou arborée en voie de disparition sous l'action l'agriculture et l'élevage. La végétation reste boisée le longs des cours d'eau (partie sud du département est la plus boisée).On compte une forêt classée dans le département, à savoir BADENOU.

III.2.3 Climat

M'Bengué affiche une température annuelle moyenne de 26,7 °C. Mars est le mois le plus chaud de l'année. La température moyenne est de 29,2 °C à cette période. Le mois le plus froid de l'année est celui d'Aout avec une température moyenne de 25,0 °C.

Le climat est de type soudanien, sec et chaud avec deux saisons bien marquées :

- une saison pluvieuse allant de mi-juin à octobre ;
- une saison sèche allant de novembre à mi-juin, caractérisée par la présence du harmattan (décembre à février).

Les vents dominants soufflent du sud-ouest, mais la région subite l'harmattan qui dure au moins trois mois du faite de sa position géographique (nord de la côte d'ivoire). Ce vent chaud et sec (harmattan) souffle du Nord à l'Est.

III.2.4 Pluviométrie

Les données pluviométriques (1976-2001) sont celles de la station météorologique de Korhogo (sirasso). Ces données stipulent que la pluviométrie moyenne est de l'ordre de 1189 mm. Le tableau ci-dessous donne les moyennes mensuelles de la pluie observée dans la zone au cours de la période indiqué.

Tableau 1: Données pluviométriques

Mois	jan	Fév	Mars	Avril	Mais	Juin	Juillet	Aoute	sept	Oct	Nov	Déc	Total
Pluies (mm)	5.4	6.7	35.7	94.12	123.6	132.5	198.6	243.2	206.0	111.5	19.1	4.6	1181

Source : BNETD

III.2.5 L'hydrographie

Le département de M'BENGUE est arrosé par le Bandama, avec pour affluents le Badenou, le Badeni et la Bagoué. En saison de pluie, de nombreux ruisseaux (Pinda, Lokifa, Saouga, Noua) débordent et arrosent le département mais tarissent en saison sèche.

III.3 Le milieu social et économique

III.3.1 Démographie

Le département de M'BENGUE est peuplé de Sénoufos (80 %) et de Malinkés. Compte tenu des activités minières artisanales dans le département, de nombreux ressortissants de la sous-région et des ivoiriens venus d'autres contrées sont venus s'y installer ces dernières années. Selon le recensement général de la population et de l'habitat (RGPH) de 2014, le département de M'BENGUE compte 49 928 habitants, soit 33,77 habitants au km².

III.3.2 Activité économique

L'agriculture tient une place prépondérante dans le département de M'BENGUE et le place parmi les premiers dans la région du Poro. Les principales cultures pratiquées par les populations sont :

- Les cultures de rentes : le coton et l'anacarde ;
- les cultures vivrières : le maïs, le sorgho, le mil, l'arachide, le riz, le fonio, le niébé ;
- les cultures maraîchères : le gombo, l'aubergine, le piment, l'oignon, le chou, la; tomate, les épinards.

Outre l'agriculture qui est le secteur le plus prisés d'autres activités économique telles que l'Elevage, la Pêche, le Commerce, le Transport et les Mines sont aussi représentatives.

Environ 80 % de la population dépend directement des activités du secteur primaire.

IV. MATERIELS ET METHODES

IV.1 Matériels

Pour aboutir aux résultats mentionnés dans le présent rapport, un matériel de type divers a été utilisé.

❖ BUREAUTIQUES

- Ordinateurs portables pour le traitement des données et la saisie du rapport ;
- Imprimante pour le tirage des plans.

❖ LOGICIELS

- Autocad 2014 pour tous les dessins en relation avec le barrage et l'aménagement ;
- Global mapper pour la numérisation du terrain (MNT) ;
- Arcmap pour les études hydrologiques du bassin versant ;
- Le logiciel Hyfran pour la vérification des traitements statistiques ;
- Covadis pour Autocad 2007 pour la conception et l'élaboration des différents profils;
- Les composantes du pack office (tableur Excel 2013 et Word 2010) pour les calculs des données et la rédaction du rapport.

❖ AUTRES MATERIELS

- L'outil internet pour la recherche de documents afférents à notre étude.

IV.2 Méthode

IV.2.1 RECHERCHE DOCUMENTAIRE

La recherche documentaire a consisté à rassembler et à consulter des rapports d'études de barrages, des livres, des cartes, des supports de cours de 2iE qui traitent de la conception et du dimensionnement des ouvrages hydrauliques (barrage et aménagement).

IV.2.2 ETUDE TOPOGRAPHIQUE

Les études topographiques ont consisté à établir un plan à une échelle précise de 1/5000 avec des courbes de niveau ayant une équidistance de 0,5 m. Ceci afin de calculer l'emprise de la retenue, son volume et construire la courbe hauteur-volume. Les actions principalement mené à cet égard sont les suivantes :

- à définir des courbes de niveau sur le terrain;

- à faire un levé planimétrique;
- à établir des plans et des cartes topographiques;
- à mesurer des surfaces sur le terrain et à partir de plans ou de cartes

IV.2.3 ETUDES HYDROLOGIQUE

IV.2.3.1 Caractéristiques physiques et géomorphologiques du bassin versant

Par définition, le bassin versant marque à la fois la notion topographique de zone limitée par une ligne de partage des eaux et celle de surface d'interception des précipitations susceptibles d'être drainées jusqu'à l'exutoire par le réseau hydrographique (FAO, 1998). Sa délimitation a été faite en partant de l'exutoire, à partir du Modèle Numérique de Terrain (MNT) et grâce au logiciel ArcGIS.

➤ **Le Périmètre (P) et la surface (S) du bassin versant :**

Ces deux paramètres physiques du bassin ont été obtenus à partir du logiciel ARC GIS

➤ **Indice de forme ou de compacité (KG) du bassin versant :**

L'indice admis pour caractériser la forme d'un bassin versant est l'indice de compacité de GRAVELIUS qui est le rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même surface. Il permet aussi de comparer entre eux les bassins de superficie identique.

L'expression de sa formule est la suivante :

$KG = \frac{0,28 * P}{\sqrt{S}}$	<p>P : périmètre du bassin versant (Km)</p> <p>S : superficie du bassin versant (Km²)</p> <p>KG : indice de forme ou de compacité (m)</p>
----------------------------------	---

➤ **Le rectangle équivalent**

Il s'agit d'une transformation géométrique qui assimile le bassin à un rectangle ayant le même périmètre et la même surface. Les courbes de niveau deviennent ainsi des droites parallèles aux petits côtés du rectangle. L'exutoire se situe à l'un de ses petits côtés.

Sa longueur, ainsi que sa largeur sont données par la formule suivante :

$Leq = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$ $leq = \frac{P - \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	<p>P : périmètre du bassin versant (Km)</p> <p>S : superficie du bassin versant (Km²)</p> <p>Leq: longueur du rectangle equivalent (Km)</p> <p>leq: largeur du rectangle equivalent (Km)</p>
---	---

➤ **La densité de drainage**

La densité de drainage, est la longueur totale du réseau hydrographique par unité de surface du bassin versant. On l'obtient à travers la formule suivante :

$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$	S : superficie du bassin versant (Km ²)
	$\sum L_i$: longueur totale des cours d'eau (Km)

➤ **Courbe hypsométrique**

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

➤ **Les pentes caractéristiques**

- ✓ **Pente transversale moyenne** : Elle est déterminée en faisant la moyenne de quatre à six pentes transversales.
- ✓ **Indice global de pente (I_g)** : Il est l'indice qui caractérise le relief du bassin et est défini par la formule suivante :

$I_g = \frac{0,026}{\sqrt{S}} * 1000$	<p>S : superficie du bassin versant (Km²)</p> <p>I_g: Indice globale de pente (m/Km)</p>
---------------------------------------	---

IV.2.3.2 Analyse fréquentielle des pluies

Les analyses fréquentielles des pluies ont été faites sous la base des données pluviométriques recueillies à la station de Korhogo (1952–2016). Les pluies moyennes annuelles ont été ajustées à partir de la loi normale dont la fonction de répartition est décrite par l'équation suivante:

$F(x) = \frac{1}{S * \sqrt{2\pi}} * e^{-\frac{u^2}{2}}$ $u = \frac{x - \bar{x}}{S}$	<p>u : variable réduite</p> <p>S : Ecart Type</p> <p>\bar{x}: moyenne</p>
---	--

Les pluies maximales journalières quant à elles ont été traitées à partir de la loi de GUMBEL dont la fonction de répartition est donnée par l'équation suivante :

$F(x) = e^{-e^{-u}}$ $u = a(x - x_0)$	<p>x_0 : paramètre de position</p> <p>$1/a$: paramètre d'échelle</p> <p>u : variable réduite</p>
---------------------------------------	--

IV.2.3.3 Calcul du débit de crue décennale

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 faisant l'objet d'étude est un bassin versant non jaugé car ne dispose pas de dispositif de mesure de débit. Par conséquent, 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 empiriques adoptées sont celles de l'ORSTOM et du CIEH. Les détails de calcul sont donnés en annexe (ANNEXE 2).

➤ La méthode ORSTOM

Elle s'applique à des bassins dont la superficie se situe entre quelques dizaines d'hectares et plus de 1500 km², relevant de la zone sahélienne et de la zone tropicale sèche (FAO, 1998). Le débit de crue décennal est déterminé par l'équation suivante

$Q_{r10} = A * P_{10} * \alpha_{10} * \frac{S}{T_{b10}}$ $Q_{10} = m * Q_{r10}$ <p>Nb : En zone tropical sèche m est lié à la superficie du bassin versant Ainsi pour les petits bassins versant m=1,03</p>	<p>Q_{r10} : débit de pointe de ruissèlement superficiel décennal (m³/s)</p> <p>Q_{10} : débit de crue décennal par la méthode ORSTOM (m²/s)</p> <p>S : la superficie du bassin versant (Km²)</p> <p>P_{10}: Pluie journalière maximale décennal (mm)</p> <p>T_{b10}: temps de base de la crue décennale (mn)</p> <p>A : coefficient d'abattement de Villaume</p> <p>α_{10}: coefficient de pointe pris égal à 2.6</p> <p>m : Coefficient majorateur</p>
--	---

➤ **Méthode CIEH ou méthode statistique**

La méthode CIEH EIER est une méthode statistique proposée par Puech et Chabi-Gonni et basée sur 162 bassins versants répartis en Afrique francophone. Permettant d'estimer la crue décennale, Elle tient compte des caractéristiques du bassin, de son emplacement et du régime climatique de la zone. L'expression du débit de pointe Q_{10} est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$Q_{10} = a * S^s * P_{an}^p * Ig^i * Kr_{10}^k * Dd^d$	<p>a : constante de la régression</p> <p>S : superficie du bassin versant (Km²)</p> <p>P_{an} : pluviométrie annuel (mm)</p> <p>Ig: indice de pente global m/Km)</p> <p>Kr_{10} : coefficient de ruissèlement décennal</p> <p>Dd : densité de drainage (Km-1)</p>
---	--

IV.2.3.4 Etude des apports liquide

Après avoir été confrontés à certains problèmes d'indisponibilité de données et d'incompatibilité de caractéristiques de la zone avec les méthodes du manuel 54 de la FAO, le choix s'est porté sur la méthode du déficit d'écoulement pour de meilleurs résultats. Le déficit d'écoulement se déduit de la hauteur moyenne annuelle des précipitations et de la température. Elle est déterminée par le modèle décrit par Réménieras en 1980 (chennafi, H,2016).

$D = P - Q$	<p>D : déficit d'écoulement (mm)</p> <p>P : précipitation annuelles (mm)</p> <p>Q : écoulement annuel (mm)</p>
-------------	---

Le modèle fondé par TURC pour le calcul du déficit d'écoulement est défini par l'équation suivante:

$D = \left[0.3 + \frac{0.7}{\left(0.9 + \frac{P^2}{L} \right)^{\frac{1}{2}}} \right]$ avec $L = 300 + 25T + 0.05T^3$	<p>D : déficit d'écoulement</p> <p>P : précipitation annuelles</p> <p>T : Température</p>
---	--

IV.2.4 ETUDE DE LA RETENU DU BARRAGE

IV.2.4.1 Estimation du volume de la retenue

Les données planimétriques et altimétriques, nous permettent de reconstituer la courbe Hauteur-Volume du barrage. Le volume partiel est obtenu par la relation suivante du cours de barrage 1. (LO Moussa, 2017).

$V_{i,i+1} = \frac{S_{i+1} + S_i}{2} * h$	<p>V_{i,i+1} : volume de la cuvette compris entre la cote i et i+1 (m3)</p> <p>S_{i+1} : superficie de la cuvette a la cote i+1(ha)</p> <p>S_i : superficie de la cuvette a la cote i (ha)</p> <p>h : hauteur entre deux courbes de niveau i et i+1 (m)</p>
---	---

IV.2.4.2 Estimation des besoins agricoles

➤ Choix de la variété de riz

Dans le cadre de notre étude, deux cycles de culture seront réalisés par ans. La durée du cycle est de 120 jours. Le Premier cycle : de Février à Mai et le Second cycle : de juillet à octobre

La priorité sera accordée au cycle de saison des pluies. Le cycle de contre saison sera quant à lui lié à la disponibilité de l'eau dans la retenue.

La variété de riz envisagés sur ce site est le WITA 9. Il a une durée de 120 jours à partir du semi et de la préparation des terres et de 100 partants du repiquage. Cette variété a été envisagée à cause de son rendement moyen de 6 t/ha mais aussi à cause de sa tolérance à la panachure jaune du riz et à la toxicité ferreuse (ADRAO, 2007). Ce riz est aussi apprécié par les populations en raison de la qualité du grain et du goût (ADRAO, 2007).

La recherche des besoins en eau de la culture est très complexe, car les apports d'eau doivent satisfaire à plusieurs exigences :

- Couvrir les besoins d'évapotranspiration de la culture
- Permettre l'imbibition du sol jusqu'à saturation
- L'élévation du niveau du plan d'eau dans le casier
- Entretenir les casiers en Compenser les pertes par drainage, inévitables dans un sol à saturation

➤ Propositions d'entités pour augmenter la rentabilité

L'objectif du projet étant toujours d'actualité nous proposons en vue d'avoir une meilleure rentabilité de Faire en plus de la riziculture du maraicher et de la pisciculture.

Concernent le maraicher il s'agit de toutes cultures maraicher qui rentre dans la culture des agriculteurs en d'autres termes toute cultures aux que ceux-ci ont l'habitude de pratiquer les besoins en eau du maraicher ont été calculé de la même manière que les besoins rizicoles mais en ne considèrent que les besoins liés à la plante.

Pour la pisciculture les étangs proposés sont des étangs de grossissement et de pré grossissement et la variété de poisson choisit est l'oreochromis niloticus (tilapia).

➤ **Besoins d'évapotranspiration de la culture du riz**

Les besoins d'évapotranspirations correspondent à l'évapotranspiration maximale de la plante (ETM). Ils sont estimés au moyen du coefficient cultural (Kc) et de l'évapotranspiration potentiel (ETP). L'ETM se calcule à travers la formule suivante :

$ETM = K_c * ETP$	<p><i>ETM</i> : évapotranspiration maximales</p> <p><i>ETP</i> : évapotranspiration potentielle</p> <p><i>K_c</i>: coefficient cultural</p>
-------------------	---

➤ **Le coefficient cultural**

Le coefficient cultural (Kc) pour une culture donnée varie généralement en fonction de son stade végétatif. Les valeurs de Kc utilisées pour le riz sont contenues dans le tableau suivant :

Tableau 2: Coefficient cultural

Décades	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Coefficient cultural (Kc)	0.6	0.8	1	1	1	1	1	1.15	1.15	1.08	0.9	0.9

Source : ANADER

➤ **L'évapotranspiration potentielle**

Elle se définit comme étant l'évapotranspiration du gazon couvrant toute la superficie du sol et bien alimenté en eau. A partir des données mensuelles de la période de 2004 à 2009, nous avons déterminé les valeurs de l'ETP mensuel. Celles-ci seront présentées dans la partie résultat de notre étude.

➤ **La pluie efficace**

La pluie efficace (Pe), au sens agronomique, correspond à la quantité de pluies effectivement infiltrée dans le sol et utilisée réellement par la plante. Son appréciation est difficile et imprécise. Elle est prise égale à 0,8 fois les pluies moyennes mensuelles. (LEMPERIERE, 1993) ramenées en décades.

$P_e = 0,8 * P$	<p><i>P_e</i> : pluie efficace (mm)</p> <p><i>P</i> : pluie mensuel (mm)</p>
-----------------	--

➤ **Besoins pour l'imbibition du sol jusqu'à saturation**

Les besoins l'imbibition du sol jusqu'à saturation sont équivalents au volume d'eau nécessaire pour la saturation du sol. C'est la quantité d'eau qu'il faudra apporter au démarrage du projet d'irrigation au sol pour ramener le sol initialement sec au niveau de sa capacité de rétention, en partant du point de flétrissement permanent ou même du point d'hygroscopie. Cet apport est alors équivalent à la réserve utile (RU), qui elle est équivalente à la dose d'humectation. Ces besoins sont évalués à une quantité de 175 mm au début de chaque cycle

➤ **L'élévation du niveau du plan d'eau dans le casier**

C'est la quantité ou la lame d'eau nécessaire pour assurer la submersion des casiers rizicoles. Cette lame d'eau a une valeur de l'ordre de 50 mm dès le début de l'irrigation.

➤ **Entretien des casiers**

L'entretien correspond à la quantité d'eau à apporter pour compenser les pertes et maintenir la lame d'eau constante. Une dose de 40 mm par décade est assurée à cet effet.

➤ **Besoins nette**

Le calcul du besoin net (BN) en eau de la culture du riz nécessite la connaissance de l'évapotranspiration maximale (ETM), la pluie efficace (Pe), la saturation (Sa), le remplissage (Re) et l'entretien (E). La formule utilisée pour le calcul des besoins nette est la suivante :

$B_{nette} = ETM - P_e + S_a + R_e + E_n$	<p>B_{nette} : besoins nette (mm)</p> <p>ETM : evapotranspiration maximale (mm)</p> <p>P_e : pluie efficace (mm)</p> <p>S_a : besoins pour la saturation du sol (mm)</p> <p>R_e : besoins pour le remplissage des casiers (mm)</p> <p>E_n : besoins pour l'entretien de la lame d'eau (mm)</p>
---	--

➤ **L'efficacité globale du réseau E_g**

C'est le rapport des besoins nets des plantes par les besoins bruts du réseau. L'efficacité globale traduit des rendements qui affectent le transport, la distribution et l'irrigation à la parcelle. Elle se calcule à travers la formule suivante :

$E_g = E_1 + E_2 + E_3$	<p>E_g : efficacité Global</p> <p>E_1 : efficacité du transport</p> <p>E_2 : efficacité lié</p> <p>E_3 : efficacité lié aux pertes à la parcelle</p>
-------------------------	--

➤ **Les besoins brut en tête du réseau**

Le Besoin Brut noté Bb , est la quantité d'eau qu'il faut réellement mobiliser pour satisfaire aux besoins nets et qui tient donc compte des pertes dans le transport de l'eau depuis la source jusqu'à la plante

$Bb = \frac{B_{nette}}{E_g}$	<p>Bb : besoins brute (mm)</p> <p>B_{nette} : besoin nette (mm)</p> <p>E_g : efficacité global</p>
------------------------------	---

IV.2.4.3 Les Besoins pastoraux

Dans la zone d'étude l'élevage se pratique en faisant paître les animaux dans la matinée et en les mettent en enclot le soir. Le troupeau s'abreuvent donc au niveau des retenus d'eau en journée. Cette manière de pratiquer l'élevage relève plus ou moins de la transhumance.

La transhumance effective étant de plus en plus interdite au niveau des retenus d'eau en côte d'ivoire seuls les besoins des animaux suivis en enclot a été estimé.

Les besoins pastoraux ont été évalués pour un cheptel bovin à l'horizon du projet avec une consommation journalière de 30l par tête de bœuf. La population de bétail a été actualisée à l'aide de la formule suivante avec un taux d'accroissement de 2 %

$P_n = P_0 * (1 + T)^n$	<p>P_n : population a l'échéance du projet</p> <p>P_0 : population initial</p> <p>T : le taux d'accroissement</p>
-------------------------	--

IV.2.4.4 Besoins des étangs piscicoles

Les besoins en eau d'un étang dépend de la quantité d'eau voulu pour remplir l'étang, des conditions climatique et des propriétés du sol en place. Les besoins en eau d'un étang correspondent à la somme du volume de l'étang, de l'évaporation et de l'infiltration.

$Be = Ve + E + I$	<p><i>Be</i> : besoins en eau de l'étang</p> <p><i>Ve</i> : volume de l'étang calculé à partir des dimensions</p> <p><i>E</i> : Evapotranspiration</p> <p><i>I</i> : infiltration</p>
-------------------	---

IV.2.4.5 Estimation des pertes dans la retenue

Il s'agit principalement des pertes par évaporation, par infiltration et également les pertes de capacité de la cuvette à la suite des dépôts solides.

➤ Pertes par évaporation

Ne disposant pas de données sur l'évaporomètre de piche et sur l'évaporation BAC classe A nous avons formulé l'hypothèse selon laquelle l'évaporation est égal à l'évapotranspiration potentielle (ETP). Les données de l'ETP provenant de la station de la ville de Korhogo (sirasso) ont été utilisées à cet effet.

➤ Pertes par infiltration

Les pertes par infiltration dans la cuvette varie généralement entre 1 à 3 mm/jr en moyenne (LO Moussa, 2017). Elles sont estimées à 1 mm/jr dans le cadre du projet. Cette estimation est dut au faite que les infiltrations diminuent dans la cuvette au fil du temps donc peuvent être minimisé.

IV.2.4.6 Estimation de l'envasement

La grandeur associée aux transports solides est la dégradation spécifique ($m^3/km^2/an$). Il existe plusieurs formules empiriques qui permettent de l'estimer de manière plus ou moins fiable. Ces formules sont celles de GOTTSCHALK, CIEH-EIER (GRESILLON) et KARAMBIRI (LO Moussa, 2017). De toutes ces formules seules les deux dernières sont basées sur des mesures faites dans un contexte africain (M, L, Compaoré, 1996). La formule du CIEH-EIER

(Grésillon), qui a été établie sur la base de mesures réalisées au Burkina Faso, a été utilisée en raison du fait que les paramètres de son expression constituent les données les plus fiables en notre disposition Son expression prend la forme suivante.

$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2.2} * S^{-0.1}$ $V_e = D * S$	<p>D : dégradation spécifique (m³/Km²/ans)</p> <p>P : pluviométrie moyenne annuelle (mm)</p> <p>S : superficie du bassin versant (Km²)</p> <p>V_e : volume annuel des dépôts solides (m³/ans)</p>
--	---

IV.2.4.7 Calage du plan d'eau normal

Le calage du plan d'eau consiste en une simulation. En effet la cuvette du barrage doit être capable de contenir le volume d'eau nécessaire non seulement à la satisfaction des différents besoins pour lesquelles le barrage est réalisé mais aussi la quantité d'eau équivalente à toutes les pertes. Ainsi le calage se fait en comparant la capacité de la cuvette pour chaque cote au volume d'eau de l'ensemble des besoins et des pertes. La cote de calage du plan correspond à la cote dont la capacité de stockage qui coïncide est supérieure au volume de l'ensemble des besoins et des pertes.

IV.2.5 ETUDE DE LA DIGUE

IV.2.5.1 Hauteur de la digue

La hauteur de la digue correspond à la hauteur du plan d'eau normal majoré de la charge admissible sur le seuil déversant et la revanche. Le calcul se fait par la relation suivante :

$H_D = H_r + h + R$	H_D : hauteur de la digue (m)
	H_r : hauteur de la retenue normale (m)
	h : charge au-dessus du seuil (m)
	R : revanche (m)

IV.2.5.2 Largeur en crête

La largeur en crête du barrage est dimensionnée pour la circulation des engins et pour l'entretien de l'ouvrage (GUEYE, 2007). On peut calculer cette largeur par des formules suivantes telles que celles données par KNAPPEN et PREECE :

Tableau 3: Formule de la largeur en crête

Formule de KNAPPEN $l_c = 1.65 * \sqrt{H_D}$	l_c : largeur en crête (m) H_D : Hauteur de la digue
Formule de PREECE $l_c = 1.1 * \sqrt{H_D+1}$	

Source : cours barrage 1 Moussa LO

IV.2.5.3 Pente des talus

La pente des talus ainsi que le type de la digue dépendent des matériaux disponibles pour la construction. Pour déterminer la pente des talus, nous nous sommes donné empiriquement des pentes qui paraissent optimales et nous avons ensuite vérifié grâce à une étude de stabilité qu'avec ces pentes la digue présentée est suffisante. Le tableau ci-dessous suggère quelques chiffres qui devront dans chaque cas particulier (sauf peut-être pour des ouvrages de très faible hauteur) être confirmés par une étude de stabilité.

Tableau 4: Valeurs indicatives des fruits de talus

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

Source : Cours barrage1 Moussa LO

IV.2.5.4 Largeur en base

La formule de la largeur en base prend en compte la section géométrique de la digue. La digue étant trapézoïdale la formule suivante est utilisée :

$l_b = l_c + (m_{amont} + m_{aval}) * H_D$	l_b : largeur en base
	l_c : largeur en crête
	m_{amont} : fruit de berge amont
	m_{aval} : fruit de berge
	H_D : Hauteur de la digue

IV.2.5.5 La revanche

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 la vitesse du vent (COMPAORE, 1996).

D'après Mallet et Pacquant, la hauteur, la vitesse des vagues et la revanche sont données avec une assez bonne approximation par la formule

$H_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f}$	H_v : hauteur des vagues (m)
$V_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} H_v$	f : le flêch ou la longueur du plan d'eau (Km)
$R = A * (H_v + \frac{V_v^2}{2g})$	V_v : vitesse des vagues
	A : coefficient de sécurité
	g : accélération de la pesanteur ($m^2.s^{-1}$)

IV.2.5.6 Infiltration et hydraulique interne

Les infiltrations dans les digues de barrage sont souvent causes de phénomènes tels que la ligne de saturation. Le débit de fuite à travers la digue et La pression interstitielle de l'eau en circulation dans la digue. Au vu de ces différents phénomènes, il est impératif d'analyser les conditions d'étanchéité de la digue. Le débit d'infiltration à travers la digue peut être évalué à partir de l'équation de la parabole de KOZENY exprimée come suite :

$q = K_h * Y_0$ $Y^2 - 2Y_0 - Y_0^2 = 0$ $Y_0 = (H_r^2 + d^2)^{1/2} - d$	<p>q : débit de fuite par mètre linéaire (m³/s/ml)</p> <p>Y_0 : Point d'intersection de l'axe des ordonnées et de la parabole de Kozeny</p> <p>H_r : tirant d'eau à l'amont (m)</p> <p>d : largeur en base du barrage diminuée de 0.7 b et de la longueur du drain (m)</p> <p>K_h : Perméabilité de la digue (m/s)</p>
--	--

IV.2.5.7 Filtres et Drain

En général les barrages en terres ont munis d'un drain aval qui rabat la ligne phréatique à l'intérieure du barrage. La formule utilisée pour le calcul de l'épaisseur et la longueur du drain est la suivante :

$e = 2 * \sqrt{\left(\frac{q * l_d}{K_d}\right)}$ $l_d = \frac{l_b}{3}$	<p>e : épaisseur du drain (m)</p> <p>q : débit de fuite par mètre linéaire (m³/s/ml)</p> <p>l_d : longueur du drain (m)</p> <p>l_b : largeur en base de la digue (m)</p>
---	---

IV.2.6 OUVRAGES ANNEXES

IV.2.6.1 Evacuateur de crue

➤ Seuil déversant

Les calculs de déversoir consistent en la détermination de la longueur déversant en fonction du débit laminé. Le laminage de cru est le phénomène par lequel on observe un déstockage progressif du volume d'eau accumulé sous l'influence des crues qui font monter le plan d'eau du PEN au PHE, Compte tenu de l'importance de la surface du plan d'eau. Tenir compte de l'effet de laminage permet de réduire la longueur du déversoir dans le sens ou ce phénomène permet de diminuer la crue de projet. Ils existent plusieurs méthodes permettent le calcul de la longueur du déversoir en prenant en compte l'effet du laminage. On pourra citer les méthodes CIEH et de continuité. Dans le dimensionnement de notre seuil, nous utiliserons la méthode de

continuité compte tenu du fait que la méthode CIEH n'est pas recevable à cause des limites qu'elle présente sur le coefficient de laminage.

L'expression de l'équation de continuité est la Suivante :

$Q_c(t)dt = Q_e(z)dt + A(z)dz$	<p>t : temps</p> <p>z : cote du plan d'eau</p> <p>Q_c : débit de cru entrant dans la retenue</p> <p>Q_e : débit sortant de la retenue par l'évacuateur de cru</p> <p>$A(z)$: Aire de la retenue à la cote Z</p>
--------------------------------	---

➤ Bassin de Dissipation

Le bassin de dissipation est dimensionné dans l'intention de dissiper l'énergie à l'aval du déversoir afin d'éviter d'éventuelles dégradations de l'ouvrage par les phénomènes d'érosion régressive. Le choix du type de bassin est guidé par le nombre de Froude F et la vitesse à l'entrée du bassin. Les formules de ces deux paramètres sont données par les relations suivantes :

$F_r = \frac{V_1}{g * y_1}$ $V_1 = \frac{Q_s}{y_1}$	<p>F_r : le nombre de FROUDE</p> <p>V_1 : vitesse à l'entrée du Bassin de dissipation (m/s)</p> <p>g : l'intensité de la pesanteur (m/s²)</p> <p>y_1 : Tirant d'eau à l'entrée du Bassin de dissipation(m)</p> <p>Q_s : Débit spécifique (m³/s/ml)</p>
--	---

➤ Le coursier et le chenal

Le chenal est la partie de l'évacuateur de crues qui fait directement suite au déversoir et permet le passage de l'eau de la cote du déversoir vers l'aval. Il est généralement rectangulaire avec une longueur et une pente faible pour avoir un écoulement fluvial.

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement ayant avec la même géométrie que celui-ci mais avec une pente plus forte dans le but d'avoir un écoulement torrentiel. Les deux ouvrages étant séparés par un convergent.

Les caractéristiques du chenal et du coursier ont été définies par les lois d'écoulement en surface libre.

$y = \left(\frac{Q}{Ks * I^{0.5}} \right)^{3/5} \left(\frac{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}{b + my} \right)^{2/5}$	<p>y : le tirant d'eau en (m)</p> <p>Q : débit en (m³/s)</p> <p>Ks : coefficient de rugosité</p> <p>I : pente longitudinale (pm)</p> <p>b : largeur en base en (m)</p> <p>m : Fruit de berge</p>
--	---

IV.2.6.2 L'ouvrage de prise

Une irrigation complémentaire et de contre saison du périmètre aménageable et de la pisciculture est assuré par la prise d'eau .cette prise d'eau permis l'alimentation des canaux primaires. La prise servira aussi d'ouvrage de vidange qui va permettre la vidange partielle ou complète du barrage en cas de danger ou de nécessité. Le diamètre de la conduite a été déterminé suivant la formule d'écoulement de l'eau dans un pertuis de fond

$Q = C * S \sqrt{2g\Delta H}$	<p>Q : débit évacué (ou prélevé) (m³/s)</p> <p>S section de la conduite= $\pi D^2/4$ (m²)</p> <p>g : accélération de la pesanteur (m/s²) ;</p> <p>H : la charge d'eau au-dessus de l'orifice (m)</p> <p>C : coefficient de contraction pris égal à 0,8</p>
-------------------------------	---

IV.2.7 ETUDE DE L'AMENAGEMENT

IV.2.7.1 Type d'aménagement

Deux types d'aménagement sont envisageables dans le cadre de notre projet. Il s'agit des aménagements de types PFE et les aménagements en aval de barrage. Le tableau ci-dessous montre les inconvénients et avantages de ces deux types d'aménagement.

Tableau 5: Comparaison des types d'aménagements:

TYPE D'AMENNAGEMENT	AVANTAGES	INCONVENIANTS
PFE	<ul style="list-style-type: none"> - réalisation relativement simple - cout de réalisation relativement faible 	<ul style="list-style-type: none"> -inadapté pour les périmètres ayant de forte à cause des inondations probable -stockage ne permettant qu'une seule campagne agricole
BARRAGE	<ul style="list-style-type: none"> - assure une bonne maîtrise de l'eau - un stockage permettant d'assurer une agriculture sur deux campagnes (saison sèche et saison pluvieuse) 	<ul style="list-style-type: none"> -cout de réalisation des travaux relativement élevé -menace des réalisations et population en aval en cas de rupture

L'aménagement retenu est un aménagement basé sur la ressource en eau stocké dans le barrage. Mais en raison de la topographie du site il convient d'ajouter des aménagements de types PFE pour faciliter la distribution de l'eau sur tout le périmètre à aménager.

IV.2.7.2 Choix du système d'irrigation

On distingue trois principaux systèmes d'irrigations que sont : L'irrigation de surface ou irrigation gravitaire, l'irrigation par aspersion et l'irrigation localisé ou le goutte à goutte. Chacun de ces systèmes se décompose en plusieurs sous-systèmes suivant la technique d'irrigation. Le tableau suivant présente des inconvénients et avantage des différents systèmes cités.

Tableau 6 : Les systèmes d'irrigation

<p>SYSTEME D'IRRIGATION : L'irrigation de surface L'irrigation de surface consiste à amener l'eau au point le plus haut du terrain et à la laisser s'écouler par gravité .L'eau est ensuite distribuée au champ, soit par submersion (irrigation par bassins), soit dans des sillons en terre (irrigation par sillons) ou bien par ruissellement à la surface d'une planche d'arrosage (irrigation par planches)</p>	
<p>AVANTAGES</p> <ul style="list-style-type: none"> - Peu coûteux - Insensibilité au vent - Besoin énergétique quasiment nul - Bonne adaptation à l'épandage d'eaux usées Plantes non souillées 	<p>INCONVENIENTS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Important besoin en main d'œuvre - Pertes importantes en eau par infiltration et par évaporation - Inadéquation aux sols très filtrants - Planage nécessaire des parcelles - Consommatrice de surfaces Pour la construction des canaux, des drains et des diguette
<p>SYSTEME D'IRRIGATION : l'irrigation par aspersion Cette technique est conçue sur le modèle de la pluie naturelle. L'eau est refoulée sous pression dans un réseau de conduites, ensuite elle est diffusée par des asperseurs rotatifs sous la forme d'une pluie artificielle.</p>	
<p>AVANTAGES</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pas besoin de nivellement préalable de la surface à irriguer - Grande mobilité du dispositif qui peut être rotatif. - Excellente efficacité du Réseau - Haute économie d'eau et de main d'œuvre par rapport à l'irrigation gravitaire - Possibilité d'arrosage de tout type de sol avec la même efficacité - Absence de structures superficielles (canaux, rigoles...) consommatrices de surface 	<p>INCONVENIENTS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Charges d'exploitation relativement très élevées par rapport à l'irrigation gravitaire - Besoin énergétique Important - Inadaptation en régions très ventées - Favorise développement de maladies de cultures qui n'accepte pas de l'eau sur leurs feuilles.
<p>SYSTEME D'IRRIGATION : L'irrigation goutte à goutte Elle consiste à amener l'eau sous pression dans un système de canalisations, généralement en PVC; cette eau est ensuite distribuée en gouttes au champ par un grand nombre de goutteurs répartis tout le long des rangées des plantations</p>	
<p>AVANTAGES</p> <ul style="list-style-type: none"> - Economie d'eau grâce à la localisation - Excellente efficacité du réseau - Insensibilité au vent - Enherbement réduit des Parcelles - Facilité de travail (libre circulation) 	<p>INCONVENIENTS</p> <ul style="list-style-type: none"> - Coût globalement élevé et un matériel à durée de vie faible - Nécessité de filtrer l'eau - Nécessité de haute compétence et de technicité

Au vu de ce qui précède nous avons opté pour l'irrigation par surface notamment l'irrigation par submersion pour le riz et l'irrigation par sillon pour le maraicher c'est deux types d'irrigation ont été choisis en raison du fait qu'ils s'adaptent mieux aux cultures choisie et aussi en rapport avec les pentes du terrain a aménagé. La submersion sera pratiquée sur des terrains relativement plats ayant une pente de l'ordre de 3 Pm et l'irrigation par sillon sur les pentes plus accentué dans l'ordre de 3 pour cent

IV.2.7.3 LES PARAMETRES D'IRRIGATION

➤ Le débit fictif continu

C'est le débit qu'il faut apporter aux cultures de façon continue (24h/24). Son expression est donnée par :

$DFC = \frac{(BB \cdot 10^3)}{3600 \cdot 24 \cdot N}$	DFC : débit fictif continu (l/s/ha)
	BB : besoins brute de la période de pointe (m3/s)
	N : nombre de jours de la période considéré (jrs)

➤ Le débit maximal de pointe

C'est le débit effectif qu'il faut nécessairement introduire dans le réseau pour combler le déficit en eau. C'est le débit réel sur lequel le réseau devra être calibré. Il tient donc compte de la durée réelle de l'irrigation. Son expression est la suivante :

$DMP = \frac{(BB \cdot 10^3)}{3600 \cdot N_j \cdot N_h}$	DMP : débit maximal de pointe (l/s/ha)
	BB : besoins brute de la période de pointe (m3/s)
	N_j : Nombres de jours réels d'irrigation
	N_h : Nombres d'heures d'irrigation

NB : A chaque intervalles de temps considéré correspond un débit maximum de pointe ; et le plus élevé sera pris en compte pour le dimensionnement des réseaux.

➤ **La Main d'eau**

La main d'eau est un paramètre fondamental pour le dimensionnement du réseau d'irrigation. Elle correspond au débit d'arrosage que peut maîtriser l'irriguant et est destiné à d'alimentation de l'unité parcellaire d'arrosage. Elle est fonction des caractéristiques du niveau de technicité de l'irriguant. La main d'eau n'est pas calculée, elle est estimée entre 15 et 50 l/s. La main d'eau qui sera délivrée aux irrigants dans le cadre de notre projet est de 25l/s

➤ **Le quartier hydraulique (W)**

Le quartier hydraulique est l'ensemble des parcelles qui peuvent être irriguées à partir d'une même main d'eau. Sa formule est la suivante :

$W = \frac{m}{DMP}$	<i>m</i> : main d'eau en (l/s)
	<i>W</i> : quartier hydraulique
	<i>DMP</i> : débit maximal de pointe (l/s/ha)

➤ **Rotation ou tour d'eau (T)**

C'est sur la même parcelle le nombre de jours séparant deux irrigations. Elle s'exprime comme suit :

$T = \frac{D*Nj}{BB}$	<i>T</i> : tour d'eau (jours)
	<i>D</i> : Dose réel (mm)
	<i>N_j</i> : Nombre de jours dans la période considéré
	<i>BB</i> : besoin brute de la période

IV.2.7.4 Structuration générale du périmètre

Le périmètre couvre une superficie brute de 120 ha dominée par le réseau d'irrigation. Il comprend deux grandes parties à savoir :

- Une première partie irriguée à partir des deux prises d'eau de façon gravitaire avec des lâché d'eau dans le drain principale ;
- Les deux autres parties irriguées par deux PFE (prise avec deux départs canal) ;

IV.2.7.5 Le découpage parcellaire

Les quartiers hydrauliques seront aménagés en casiers de 0.10 au vu de la configuration du terrain (courbe de niveau très resserré donc terrain très pentu) dans l'optique de minimiser les travaux de terrassement. L'aménagement des casiers consiste à réaliser des parcelles élémentaires entourées de diguettes avec une tolérance altimétrique de 5 cm. Les diguettes ont une hauteur fixée à 0,50 m avec une pente des talus de 1/1.les parcelles seront aplanies mécaniquement jusqu'à une précision de 4cm

IV.2.7.6 Le réseau d'irrigation

Le réseau d'irrigation comprend :

- Des canaux primaires
- Des canaux secondaires
- Des drains principaux
- Des drains secondaires
- Des ouvrages de prise sur canal primaire
- Des ouvrages de prise parcellaire
- Des ouvrages de franchissement
- Des prises au fils de l'eau
- Des ouvrages de vidanges des canaux

➤ Dimensionnement des canaux d'irrigation et drains

Le réseau d'irrigation comprend des canaux primaires qui alimentent des canaux secondaires. Les canaux primaire délivre la main d'eau à chaque canal secondaire .leur débit de dimensionnement dépend donc du nombre de canaux secondaire qu'ils desservent. En plus canaux qui alimentent le périmètre, il existe des drains qui permettent l'évacuation des eaux excédentaires du périmètre. L'ensemble des canaux d'alimentation et des drains seront dimensionnés à l'aide d'une formule identique, celle de MANNINGSTRICKLER:

$y = \left(\frac{Q}{Ks * I^{0.5}} \right)^{3/5} \left(\frac{b + 2y\sqrt{1 + m^2}}{b + my} \right)^{2/5}$	<ul style="list-style-type: none"> - y : le tirant d'eau en (m) - Q : débit en (m³/s) - Ks : coefficient de rugosité - I : pente longitudinale (pm) - b : largeur en base en (m) - m : Fruit de berge
--	--

➤ **Les ouvrages de prises sur canal**

Les prises sur les canaux primaires pour l'alimentation des canaux secondaires sont des prises par tuyau et sont dimensionnées pour dériver un débit égal à la main d'eau. Le dimensionnement des conduites est basé sur la formule des orifices :

$Q = C * S \sqrt{2g\Delta H}$	<p>Q : débit évacué (ou prélevé) (m³/s)</p> <p>S section de la conduite= $\pi D^2/4$ (m²)</p> <p>g : accélération de la pesanteur en (m/s²) ;</p> <p>H : la charge d'eau au-dessus de l'orifice (m)</p> <p>C : coefficient de contraction pris égal à 0,8</p>
-------------------------------	--

➤ **Les ouvrages de franchissements**

La méthode de calcul utilisée est développée dans l'ouvrage « hydraulique routière », BCEOM, édition 1981. Elle permet de dimensionner les dalots connaissant les débits à évacuer, par le calcul de paramètres adimensionnels et par l'utilisation d'abaques.

Déterminer la pente critique et la vitesse critique nous avons utilisé certains abaques des dimensionnements des dalots Abaque

D1 : Abaque de dimensionnement de dalots en sortie libre Abaque

D2 : Abaque de détermination des pentes critiques dans un dalot Abaque

D 3 : Abaque de détermination des vitesses dans un dalot

➤ **Les prises au fils de l'eau**

Les prises principales d'eau en rivière pour l'irrigation du riz permettent de dévier une partie des écoulements du cours d'eau dans le réseau pour l'irrigation du riz. Les PFE sont des canaux en béton de section rectangulaire.

Leur dimensionnement est de sorte à permettre le franchissement du drain principal et à accéder d'une rive à l'autre du périmètre.

Le dimensionnement d'une prise au fil de l'eau (PFE) consiste à déterminer :

- la cote de calage du seuil,
- la largeur et la profondeur de l'ouvrage qui doit permettre le passage de la crue du projet,
- les dimensions qui assurent la stabilité de l'ouvrage tout en optimisant le volume du béton.

La méthodologie de dimensionnement des PFE sera plus développée dans la note de calcul en annexe (ANNEXE 10)

➤ **Les ouvrages de répartition ou partiteur**

Un grand nombre d'ouvrages destinés à assurer le partage des débits a été mis au point pour répondre à des conditions très différentes, et est utilisé dans les réseaux d'irrigations pour partager l'eau qui s'écoule dans un canal en deux parties ou davantage, chaque partie représentant une proportion déterminée du débit total. Leur dimensionnement consiste à déterminer les caractéristiques du seuil qui dépendent de la hauteur critique. La formule utilisée pour le dimensionnement du seuil est la suivante:

$Q = m * l * \sqrt{2gh}^{\frac{3}{2}}$	<p>Q : débit évacué (ou prélevé) (m³/s)</p> <p>L : longueur du seuil (m)</p> <p>g : accélération de la pesanteur en (m/s²) ;</p> <p>H : la charge d'eau au-dessus du seuil (m)</p> <p>m : coefficient de contraction pris égal à 0,8</p>
--	---

➤ **Les Ouvrages de vidanges des canaux ou ouvrage de fins canal**

Ce sont des ouvrages prévus en fin des canaux primaires et/ou secondaires pour permettre l'évacuation des excédents d'eau en bout de réseau. Ils sont dimensionnés de façon identique à celle des ouvrages de prise sur canal.

V. RESULTAT ET DISCUSSION

V.1 Résultat de l'étude topographique

Les courbes caractéristiques de la cuvette ont été établies par les résultats de l'étude topographique. Les valeurs de superficies obtenu permettent de calculer le volume d'eau correspondant à chaque cote sont consigné dans le tableau suivant :

cote	Hauteur	Superficie partiel (ha)	Superficie moyenne (m ²)	Volume partielle (m ³)	volume cumulé (m ³)
332,0	0	0	0	0	-
332,5	0,5	0,79787031	3989,35155	1994,675775	1 994,68
333	1	1,63024604	12140,58175	6070,290875	8 064,97
333,5	1,5	2,63289442	21315,7023	10657,85115	18 722,82
334	2	3,65541577	31441,55095	15720,77548	34 443,59
334,5	2,5	4,75725433	42063,3505	21031,67525	55 475,27
335	3	8,10284599	64300,5016	32150,2508	87 625,52
335,5	3,5	10,56149995	93321,7297	46660,86485	134 286,38
336	4	80,99580994	457786,5495	228893,2747	363 179,66
336,5	4,5	92,83234793	869140,7894	434570,3947	797 750,05
337	5	105,0524669	989424,0742	494712,037	1 292 462,09
337,5	5,5	121,1781749	1131153,209	565576,6045	1 858 038,70
338	6	136,406229	1287922,019	643961,0096	2 501 999,70
338,5	6,5	153,3043764	1448553,027	724276,5133	3 226 276,22
339	7	182,0208509	1676626,136	838313,0681	4 064 589,29
339,5	7,5	222,8556617	2024382,563	1012191,281	5 076 780,57
340	8	337,9011372	2803783,995	1401891,997	6 478 672,56
340,5	8,5	401,3153944	3696082,658	1848041,329	8 326 713,89
341	9	461,9990435	4316572,19	2158286,095	10 484 999,99

V.2 Etude hydrologique

V.2.1 Analyses fréquentiel

Les données pluviométriques utilisées en vue de réaliser l'analyse fréquentiel ont été issu de la station de Korhogo car étant la plus proche avec des données disponible. Cependant le nombre de mesures et la période sur laquelle ces mesures ont été effectuées sont respectivement incomplets et non récent pour une analyse plus précise. Néanmoins nous utilisons ces données à l'absence de données plus fiable. Les caractéristiques des données pluviométriques sont les suivants :

Tableau 7: Caractéristique des données pluviométriques

Désignations	Résultats	
Station	Korhogo	
Echantillons	Pluies annuelles	Pluies maximales journalières
Taille	32	21
Période	1980 à 2014	1980 à 2014
Valeur maximale	1 560 mm	133 mm
Valeur minimale	555 mm	10 mm
Moyenne	1189 mm	70,5 mm
Ecart type	212,34	22 mm
Médiane	1212 mm	71 mm
Intervalle de confiance	95 %	95 %

Les variables pluviométriques (pluies annuelles et pluies maximales journalières) recueillies dont les caractéristiques sont consignées dans le tableau ci-dessus ont été soumises à une analyse statistique afin de déterminer les quantiles pour différentes périodes de retour. Les résultats sont les suivant :

➤ Ajustement par la loi de Gauss

L'ajustement par la loi de gauss nous donne :

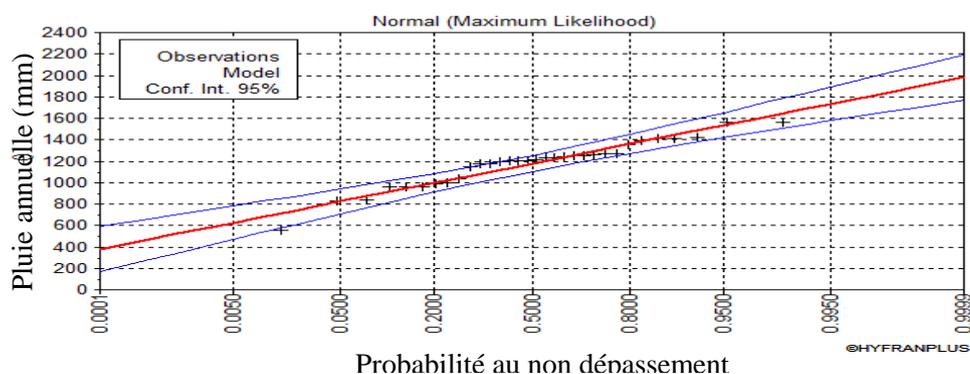


Figure 2: Analyse statistique de données pluviométriques annuelles

➤ **Ajustement par la loi de Gumbel**

L'ajustement par la loi de Gumbel nous donne :

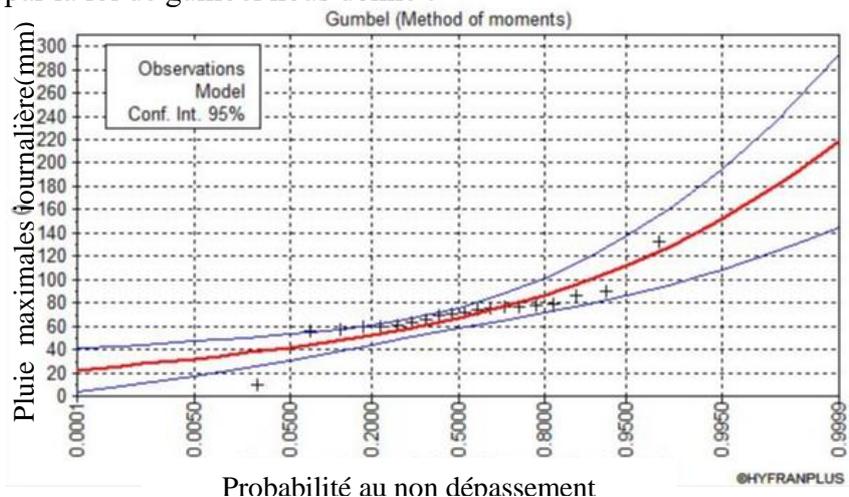


Figure 3: Analyse des données statiques de la pluviométrie journalière maximale

Tableau 8: Résultat d'analyse statistique des données pluviométriques

Pluies périodiques	Valeurs (mm)
Pluie annuelle moyenne (Pan)	1180
Pluie décennale humide	1460
Pluie quinquennale humide	1360
Pluie médiane	1212
Pluie quinquennale sèche	999
Pluie décennale sèche	904
Pluie journalière décennale humide (P10)	99,3
Pluie journalière centennale humide (P100)	140

V.2.2 Les caractéristiques du bassin versant

L'exutoire du bassin versant est défini par ces coordonnées géographiques suivant :

Tableau 9: Coordonnées de l'exutoire

Polaires	10° 03' 54,0'' N
	05° 55' 30,0'' O
UTM	617885,644 m
	655027,0219 m

Ces coordonnées de l'exutoire nous ont permis de délimité le bassin versant en amont,



Le bassin versant a une forme relativement allongée avec un réseau hydrographique ayant une structure en arrêt de poisson. Le cour d'eau sur lequel se trouve le barrage est un affluent rive gauche du « Sindjougouba »,

➤ **Courbe hypsométrique**

Le graphe ci-dessous représente la courbe hypsométrique du bassin versant. C'est la répartition de la superficie du bassin versant en fonction de l'altitude. Elle nous donne une idée sur la pente du terrain et nous permet de calculer l'indice global de pente.

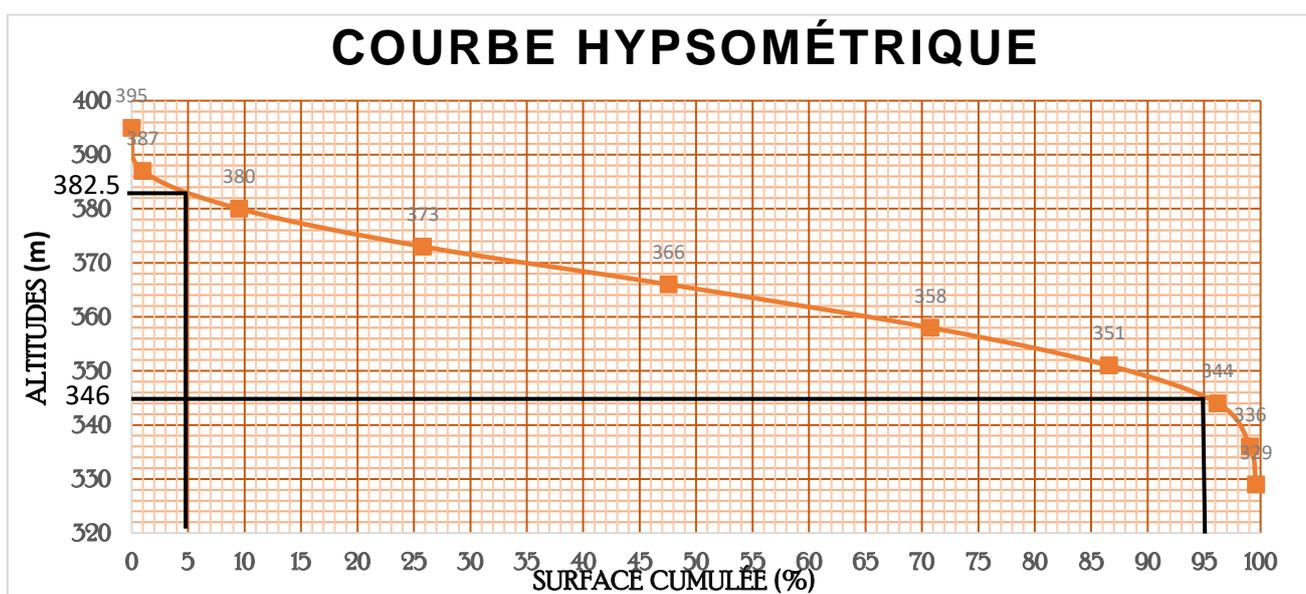


Figure 5: Courbe hypsométrique du bassin versant de M'BENGUE

Les autres caractéristiques du bassin versant son résumé dans le tableau suivant :

Tableau 10: Autres caractéristiques du bassin versant

Superficie (Km²)	71,12 (petit bassin versant car $10 < S < 200 \text{Km}^2$)
Périmètre (Km)	44
Longueur total des cours d'eau (Km)	91
Caractéristique géomorphologiques	
Coefficient de compacité de GRAVELIUS	1,46
Altitude à 5% de la surface (m)	382,5
Altitude à 95% de la surface(m)	346
altitude maximale minimale(m)	395
altitude minimale(m)	329
altitude moyenne(m)	362
altitude médiane(m)	365,5
Pente transversal (m/Km)	1,71
Indice global de pente (m/Km)	2,02 (pente relativement faible écoulement fluvial)
Indice global de pente corrigé (m/Km)	1,94
Indice globale de pente retenue (m/Km)	2,02
Longueur du rectangle équivalent(Km)	18,06
Largeur du rectangle équivalent(Km)	3,94
Dénivelé spécifique	17,04
Densité de drainage (Km/Km²)	1,28
Type de relief	Faible car Dénivelé spécifique < 50m
Classe de relief	R2
Infiltrabilité	RI

Les détails de calcul de ces paramètres sont en annexe (ANNEXE 2)

V.2.3 Détermination de la crue de projet

A partir de l'utilisation des deux méthodes deux débits de cru de valeurs différentes ont été obtenu. La moyenne des deux débits a été retenue comme débit de projet dans le but d'avoir un débit optimal pour mieux contenir les couts des ouvrages destinés à évacuer la crue. Les détails de calcule sont établit en annexe (ANNEXE 2).

Tableau 11: Résultat du calcul du débit de crue

Q10 (m3/s) ORSTOM	Q10 (m3/s) CIEH	Q10 (m3/s) retenu	C	Q100 (m3/s)
21,71	40,86	31,28	2	63

V.2.4 Apports liquides du bassin versant

Les apports liquides au niveau du barrage ont été estimés à différentes période de retour afin de vérifier la disponibilité de la ressource. Les résultats sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 12: Résultat du calcul des Apports liquides du bassin versant

Période de retour	Pluie (mm)	Déficit (mm)	Ke (%)	Lame d'eau (mm)	Apports (m ³)
Médiane	1189	1095,73	7,84%	93,26	6 633 003,47
Quinquennale sèche	999	948,98	5,01%	50,02	3 557 420,86
Décennale sèche	904	871,04	3,65%	32,95	2 344 065,48

Les apports retenus pour la suite sont les apports en année moyenne. Le tableau montre que ces apports sont très suffisants et nous permettrons d'atteindre l'objectif visé (aménagement de 100 ha). On constate en revanche qu'en année quinquennal et décennal sèche les apports sont minimales ; donc la probabilité d'atteindre les objectifs visés par le projet sont faible. Néanmoins quelques ajustements pourraient être proposés. Il s'agira pour les exploitants du périmètre de procéder à l'arrêt des activités destinées à augmenter la rentabilité du périmètre (maraicher et pisciculture) et une réduction des superficies rizicultivables en les ramenant à **90 ha** en période quinquennale sèche et à **32 ha** en période décennale sèche , Ces estimations sont faites sous la base des apports et des besoins en eau des cultures,

V.3 Exploitation de la retenue

V.3.1 Besoins en eau d'irrigation

Les besoins en eau à l'hectare sont estimés à **30197 m³** répartie comme suite dans le tableau suivant:

Tableau 13: Récapitulatif des besoins en eau agricoles

Culture	Première campagne	Second campagne
riziculture	14212,11	10101,15
Maraicher	5883,80	-

La différence des besoins entre les deux cycles résulte du déficit hydrique qui est élevé en saison sèche et faible en saison pluvieuse. Les détails de calculs sont consignés dans la note de calcul jointe en annexe (ANNEXE 3).

V.3.2 Besoins en eau du cheptel bovins et des étangs piscicoles

Le cheptel bovin estimé à 36212 têtes en 2013 (abidjan.net) a été réévalué à l'horizon 2029. On obtient une valeur de 70580 têtes de bovins. Pour une consommation spécifique de 30 l/s les besoins en eau annuel du cheptel en 2029 s'élèvent à **373540 m³**. Les étangs piscicoles seront réalisés sur une superficie de 0,5 ha à raison de 10 étangs rectangulaire de dimension 50*10 avec une profondeur moyenne de 1 m. Ces dimensions sont ceux recommandés par le manuel du pisciculteur pour les étangs de grossissement et de pré grossissement. Les besoins requis pour la pisciculture sur deux campagnes le long de l'année sont estimés à **18915 m³**. Le récapitulatif des besoins pour l'abreuvement et la pisciculture sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 14: Récapitulatif besoin en eau bovin et pisciculture

	Première campagne	Second campagne
Élevage bovin	373 540 m ³	
pisciculture	10339,69 m ³	8576,23m ³

V.3.3 Pertes par infiltration et évaporation

Les pertes par évaporation et par infiltration sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 15: Perte par évaporation et infiltration

	Jan	Fevr	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Aout	Sept	Oct	Nov	Dec
Evaporation	129	146	159	157	149	135	124	119	120	130	129	119
Infiltration	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31

Les pertes annuelles par infiltration sont estimées à **273 mm** et les pertes par évaporation à **721,56 mm**, soit une perte en eau total de **994,56 mm**.

V.3.4 Pertes par dépôts solides

Les dépôts solides sont estimés normalement pour une période de 50 à 100 ans pour les aménagements importants. Puisque le taux de sédimentation dans la cuvette est relativement important, les prévisions d'une durée de sédimentation de 50 ans rendraient l'ouvrage (digue) très couteux. Par conséquent pour la retenue, on prévoit la capacité d'emmagasinement mort pour une durée de 20 ans. La dégradation spécifique calculée est de **67,95 m³/Km²/ans** soit des pertes par dépôt solides d'une valeur de **96661,72 m³** sur la période considéré. Dans l'optique de lutter contre cet envasement nous proposons en première approche un curage de la retenue chaque 20 ans.

V.3.5 Courbe Hauteur Volume et surface

Le levé topographique de la cuvette du barrage a permis d'obtenir les superficies des courbes de niveau qui ont permis d'estimé les volumes partiel de la retenue.

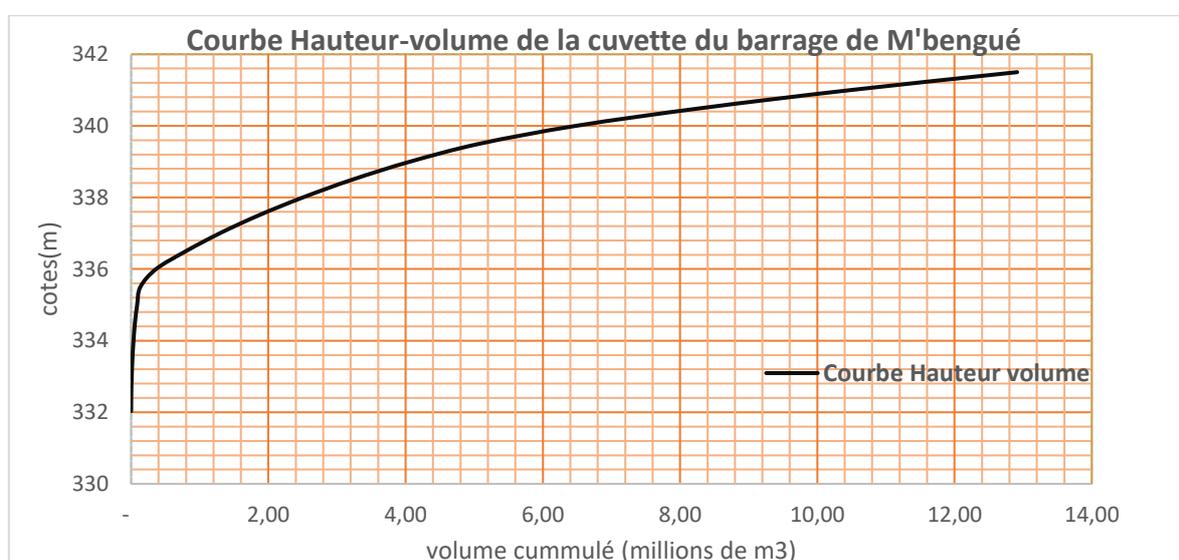


Figure 6: Courbe hauteur volume de la retenue du barrage

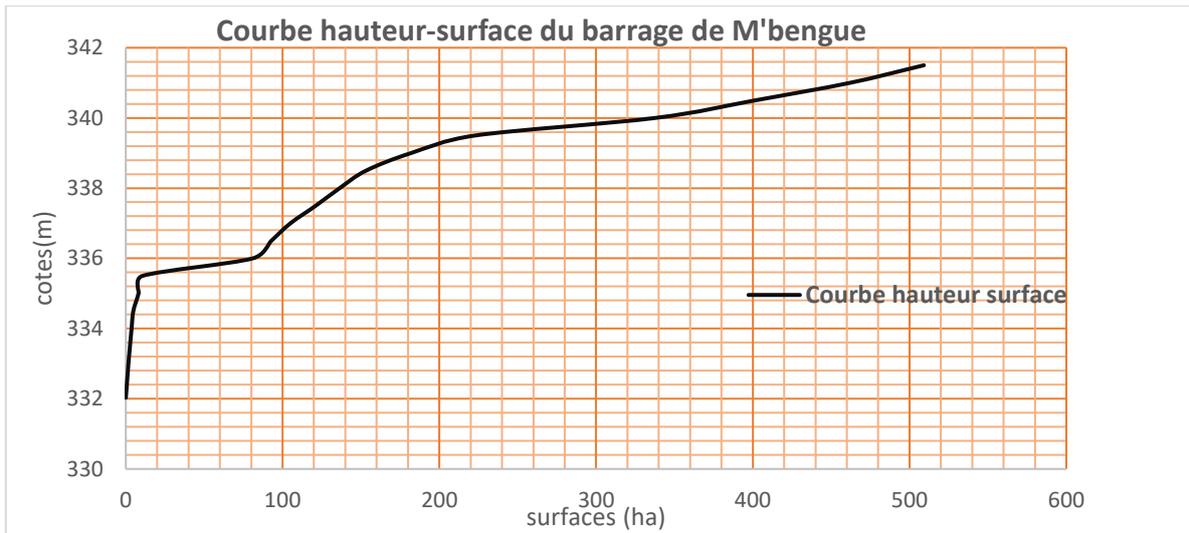


Figure 7: Courbe hauteur surface de la retenue du barrage

V.3.6 Calage du plan d'eau normal (PEN)

Le plan d'eau normal a été calé à la cote **339,5 m** permettant de stocker un volume d'eau de **5 076780,57 m³**. Ce volume suivant l'évaluation des besoins et des pertes faites en amont est largement suffisant. Il faut noter que la cuvette du barrage ne se remplit qu'en année moyenne en fonction des apports calculés.

V.3.7 Courbe d'exploitation de la retenue

Les résultats de simulation de la retenue sont illustrés par la figure suivante :

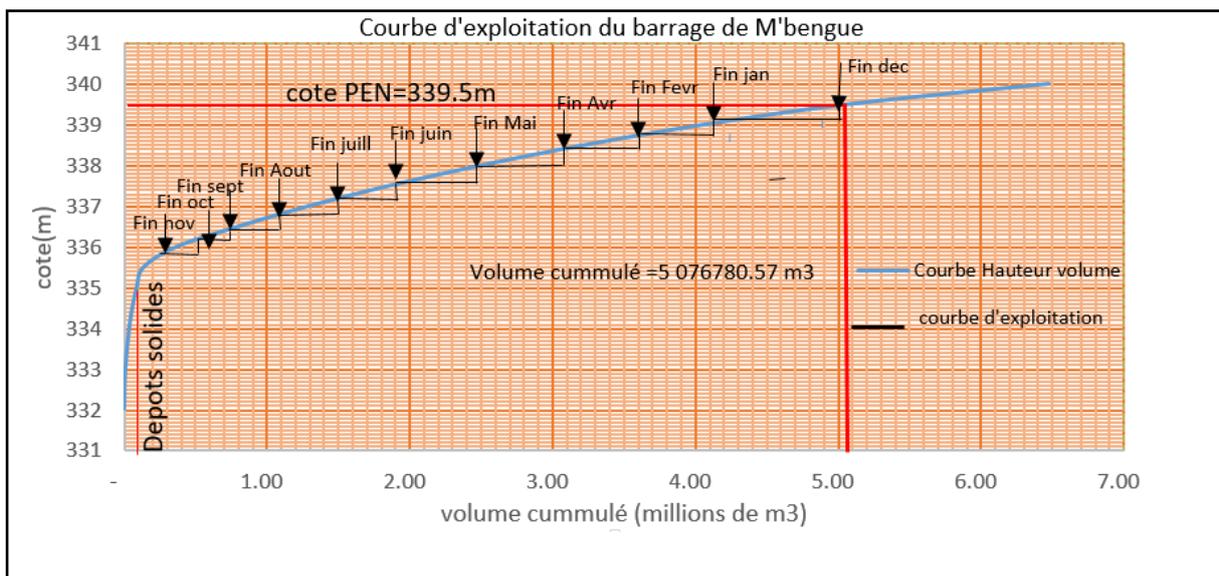


Figure 8: Courbe d'exploitation de la retenue

La projection des dépôts solide sur le courbe auteur volume défini la cote prise de la retenu pour l'irrigation en aval. En projetant la courbe d'exploitation et la quantité des dépôts solide sur la courbe hauteur volume de la retenu. On constate que les plus basses eaux (PBE) se trouvent au-delà de la cote prise. La retenu pourras donc être exploité j'usqua ce niveau.

V.4 Conception de la digue

Le choix du type de digue est normalement basé sur l'abondance en matériaux de qualité dans un rayon maximal de 3 Km. Dans la cadre de notre projet le choix s'est porté sur une digue en terre homogène en formulant l'hypothèse d'une potentielle quantité en matériaux suffisant Pour la conception de ce type d'ouvrages. Cette hypothèse a été faite en raison de l'absence d'étude géotechnique sur le site du barrage. Il s'agit dans cette partie de proposer la côte crête de la digue, ainsi que les dimensions géométrique de celle-ci à partir des études de bases (topographie, géotechnique, hydrologie).

V.4.1.1 La largeur en crête

Elle a été définie par la formule de KNAPPEN. Nous obtenons une largeur en crête de **Lc = 4,8 m**. Cette largeur a été arrondi à 5 m avec l'hypothèse que la digue servira de chemin d'accès au deux rives du barrage.

V.4.1.2 La revanche

Elle a été obtenue par la formule de GAILLARD. Nous obtenons une revanche **R= 1,2 m**.

V.4.1.3 Protection des talus amont et aval

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

Tableau 16: Epaisseur minimal de la couche d'enrochement et dimension des blocs

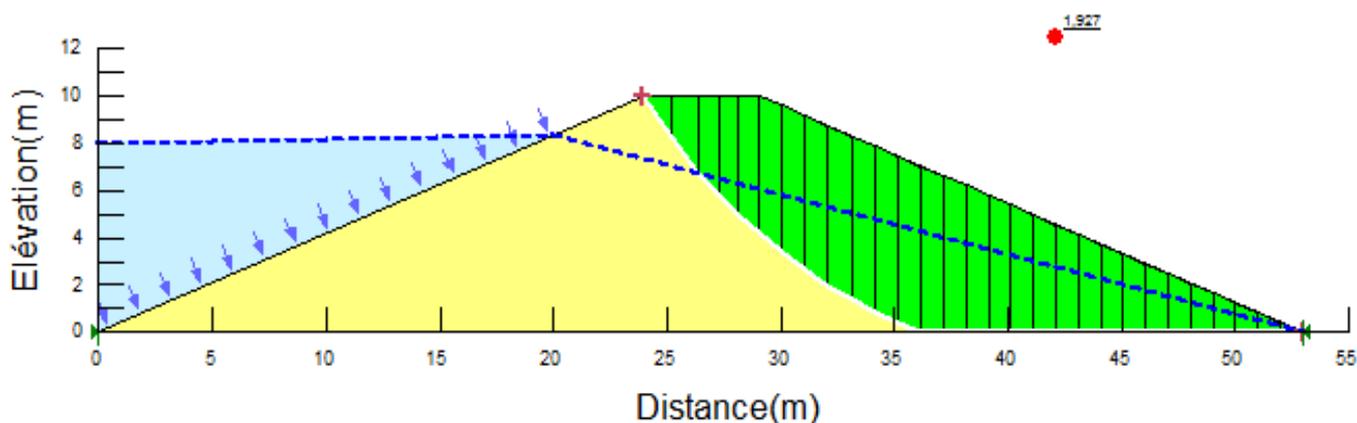
Hauteur des vagues (m)	Epaisseur minimum de la couche d'enrochement (m)	D50 minimum (m)
0 à 0,30	0,30	0,20
0,30 à 0,60	0,40	0,25
0,60 à 1,20	0,45	0,30
1,20 à 1,80	0,55	0,40
1,80 à 2,40	0,70	0,45
3	0,80	0,55

Source : cours barrage Moussa LO

Sous la base de du tableau ci-dessus et du calcul de la hauteur des vagues nous fixons pour le talus amont une couche d'enrochement de diamètre D50 minimal **de 0,30 m** sur une épaisseur de talus de **0,45 m**. L'emplacement du revêtement s'étend depuis la crête de la digue jusqu'au-dessous du niveau minimale d'exploitation. Le talus aval sera engazonné sur toute sa surface afin de réduire l'effet de l'érosion et de créer un environnement « vert » et où les températures seront atténuées.

V.4.1.4 Stabilité des pentes des talus

La méthode utilisée pour la vérification de la stabilité des talus est celle de bishop à travers le logiciel GEOSTUDIO. Le résultat obtenu indique un facteur de sécurité de bishop **Fs = 1,9** supérieur à 1,5. La figure ci-dessous illustre les résultats obtenus lors des simulations.



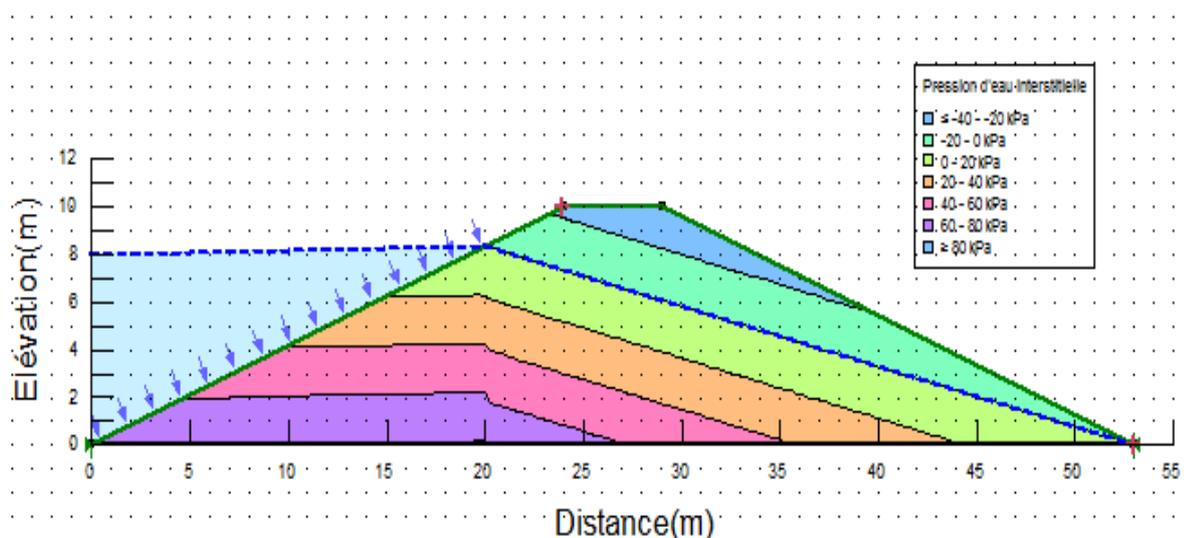


Figure 9: Ligne phréatique à travers la digue

Les différentes caractéristiques de la digue obtenues après calcul (ANNEXE 7) sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 17: Caractéristiques de la digue

Digue	
Type de digue	En terre Homogène
Longueur digue	1490 m déversoir y compris
Côte crête du déversoir	339,5 m
Seuil déversant	0,50 m
Revanche libre	1,2 m
Côte crête de la digue	341,2 m
Hauteur Digue	10,03 m
Largeur en crête digue	5 m
Pente talus amont et aval	1V/2,5H
Largeur en base digue	54 m
Épaisseur des enrochements	45 cm
Paramètre du drain	
Longueur du drain	14,00 m
Débit de fuite « Q_{fuite} »	$7,26E-10 \text{ m}^3/\text{s}$
Épaisseur du drain	0,06 m
Tranché d'encrage	
Pente des talus de la tranchée	3V/2H
Profondeur	Variable selon le TN
Largeur en gueule	3,5 m

V.5 Conception de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de cru est latéral implanté en rive gauche constitué du seuil déversant, du chenal d'évacuation, du coursier et du bassin de dissipation. Cette position a été adoptée en vue de la Construction du seuil en déblai afin de diminuer les grands volumes d'excavation qu'impliquerait la construction d'un déversoir frontal et aussi de minimiser les couts de réalisation. L'évacuateur de cru sera construit entièrement en béton en raison du manque d'information

V.5.1 Le déversoir

Le dimensionnement du déversoir consiste en la détermination de sa longueur. Cette longueur dépend du débit de cru estimé à partir de l'étude hydrologique. La longueur du déversoir est déterminé de sorte à faire transiter en toute sécurité le débit de cru et d'éloigner ce débit du corps du remblai de l'ouvrage. Les résultats du calcul de laminage sont présenté par la figure ci-dessous :

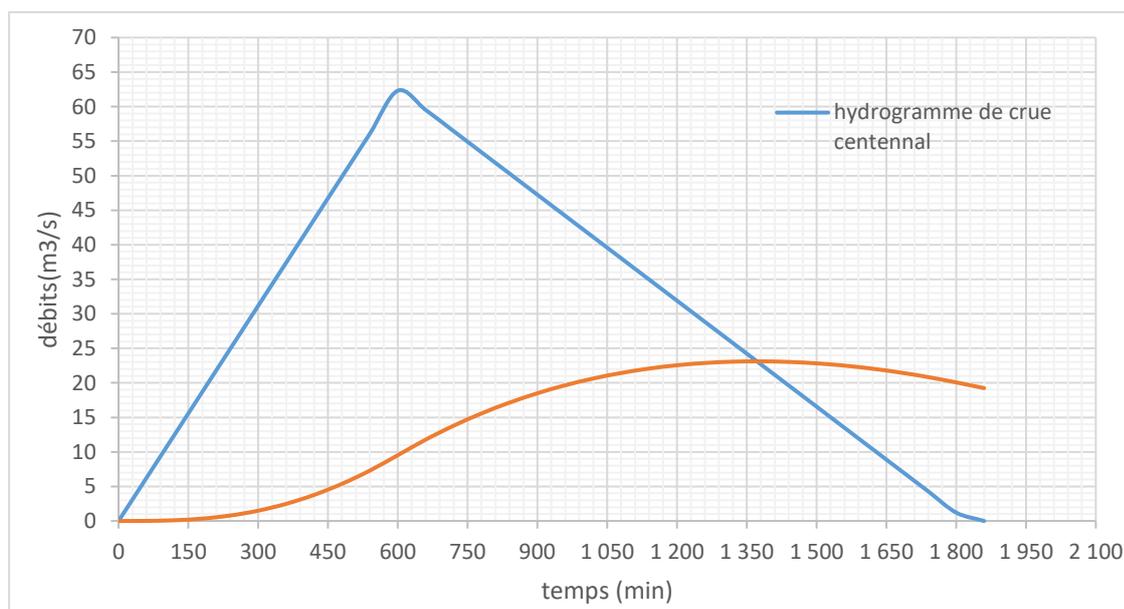


Figure 11: Résultat de l'étude de laminage de cru

La courbe ci-contre représente les résultats du laminage de cru réalisé à travers un programme excel qui nous a été remis par l'entreprise d'accueil. Ce programme se base sur l'équation de continuité pour effectuer le laminage, Le tableau suivant résume ses caractéristiques du déversoir :

Tableau 18: Caractéristique du déversoir

Caractéristiques	Unités	Valeurs
Débit de cru entrant	m ³ /s	62,5
Cote de calage	m	339,5
Longueur	m	20
Largeur	m	5
Hauteur d'eau admissible au-dessus	m	0,5
Débit laminé	m ³ /s	24

Les détails des calculs du laminage sont consignés en annexe (ANNEXE 4)

V.5.2 Chenal d'évacuation

Le chenal d'écoulement de section rectangulaire, réalisé en béton, fait directement suite au déversoir avec une pente de douce de **6 ‰** et une largeur de **20 m**. Il se rétrécit progressivement sur une longueur de 25 m jusqu'à atteindre le coursier. L'écoulement y est fluvial avec un tirant d'eau constant de **0,55 m** pour une profondeur critique de **0,53 m**. Les caractéristiques du chenal sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 19: Caractéristique du chenal

Caractéristique	unité	Valeur
Largeur	m	20
Pente	‰	6
Hauteur	m	1,05
Profondeur d'eau normale (y_n)	m	0,55
Profondeur critique (y_c)	m	0,53
Commentaire : $y_n > y_c \Rightarrow$ régime fluvial condition d'écoulement vérifié		

V.5.3 Coursier

Le coursier de section rectangulaire réalisé en béton avec une forte pente en déblais de **4 ‰** évacue le débit laminé jusqu'au bassin de dissipation d'énergie. Le tirant d'eau adopté pour le dimensionnement du coursier est la profondeur critique (y_c). Les caractéristiques du coursier sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 20: Caractéristique du coursier

Caractéristique	unité	Valeur
Largeur	m	10
Pente	%	4
Hauteur	m	1,53
Profondeur d'eau normale (y_n)	m	0,53
Profondeur critique (y_c)	m	0,53

V.5.4 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 et de la vitesse. Le nombre de Froude étant supérieur à **4,5** et la vitesse d'entrée dans le bassin inférieure à **15 m/s** le choix s'est porté sur le bassin de **type II**. Il aura une longueur de **3 m** et un enfoncement de **1,42 m**. les résultats de calculs en annexe (ANNEXE 5), nous permettent d'obtenir les caractéristiques qui sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 21: Caractéristiques du bassin de dissipation

Caractéristique	unité	Valeur
Bassin à ressaut		
Longueur (L)	m	3
Tirant d'eau avant le ressaut	m	0,12
Enfoncement(D)	m	1
Débit linéaire (q)	m ³ /s	3,12
Vitesse à l'entrée du bassin(V)	m/s	12
Nombre de Froude (Fr)		5,32
Type de bassin	Bassin à ressaut de type II	
Blocs de chutes		
Hauteurs	m	0,12
Largeurs	m	0,12
Espacement	m	0,12
Longueur	m	0,24
Largeur en base	m	

Pente		1/1
Blocs chicanes		
Hauteurs	m	0,25
Largeur en crête	m	0,05
Largeur en base	m	0,19
Espacement	m	0,19
Pente	m	01:01
Seuil terminal		
Hauteur	m	0,18
Pente	m	1/2

V.5.5 Protection aval du bassin de dissipation

La protection en aval du bassin de dissipation se fera par une couche d'engrochement de diamètre minimum **0,12 m**. L'épaisseur de la couche sera de **0,4 m** sur une longueur de **6 m**.

Tableau 22: Caractéristique des engrochements pour protection aval du bassin de dissipation

Caractéristique	unité	Valeur
Vitesse de début d'entraînement	m	10
Diamètre minimum des engrochements	cm	12,5
Epaisseur de la couche d'engrochement	m	0,4
Longueur protégé	m	6

V.5.6 Ouvrages de prises

L'ouvrage de prise permettra d'alimenter le périmètre en aval et aussi de faire une vidange de la retenue. Une conduite en acier galvanisé de **800 mm** a été retenue à cet effet dans l'optique de faciliter la maintenance de la conduite si nécessaire. La longueur de la conduite calculée est de **60 m**. La conduite sera noyée dans du béton armé de **0,20 m** d'épaisseur avec des écrans anti renard disposés chaque **6 m** à partir de l'amont. Ces écrans seront encastrés de **0,50 m** et coulés directement dans le terrain naturel. En plus de la conduite l'ouvrage de prises sera constitué de deux bacs ; Un bac de réception en amont en béton armé, protégé par une grille à mailles serrées en fer **D10** et Un bac de réception en aval en béton armé composé d'une chambre de vannes de diamètre **Ø 800**, d'une chambre de réception et d'un mur-impact d'une largeur de **3,6 m** 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**, La cote de calage de la prise est fixée à **335,2 m**. les détails de calculs sont consignés en annexe (ANNEXE 6)

V.6 Paramètres d'irrigation

Les paramètres d'irrigation calculés à partir des formules énoncées dans la partie méthode sont consignés dans le tableau suivant :

Tableau 23: Résultat de calcul des paramètres d'irrigation

RIZICULTURE								
DFC (l/s/ha)	DMP (l/s/ha)	m (l/s)	W (ha)	De (mm)	Dr (mm)	N (jours)	R (jours)	T (h/ha)
3	6	25	4	75	56	10	3	7
MARAICHERS								
1	2	10	5	75	25	15	2	7

V.7 DIMENSIONNEMENT DES DOUVRAGES

V.7.1 Dimensionnement des canaux d'irrigation

V.7.1.1 Le canal d'amené

Il s'agit de la tête morte ce canal est dimensionné dans le but desservir l'ensemble des canaux du réseau d'irrigation. Le canal d'amené est en béton avec un coefficient de rugosité de $K_s = 65$ et des pentes de talus 1/1 eu égard du matériau de construction. Ces caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 24: Caractéristiques du canal d'amené

Source	Désignation	Q (l/s)	I (pm)	b(m)	Yn (m)	R(m)	H(m)	v (m/s)	long
Prise du barrage	CA	11112,5	1	6	0,9	0,10	1	1,7	235,8

V.7.1.2 Canaux primaires

Le réseau d'irrigation est constitué de 7 canaux primaires pour une longueur totale de **9481,67 m**. Ces canaux seront revêtus (revêtement en béton) et de forme trapézoïdale. Ils sont positionnés parallèlement aux courbes de niveau de sorte qu'ils dominent les parcelles à irriguer, Les canaux primaires transportent des débits variant de **375 à 1462,5 l/s**. La largeur en base de ces canaux est de 1 m avec une profondeur totale qui varie entre **44 à 84 cm**, le coefficient de Manning est de **65**, le fruit des berges m est égal 1. Les caractéristiques des canaux primaires après calcul (ANNEXE 8) sont résumées dans le tableau ci-dessous avec :

Yn: tirant d'eau dans le canal ;

R : revanche ;

I : pente du canal ;

V : vitesse de l'eau dans le canal primaire ;

b : largeur en base du canal primaire ;

H : profondeur du canal primaire,

Tableau 25: Caractéristiques des canaux primaire

Source	canal	Q (l/s)	I (pm)	b (m)	Yn (m)	R (m)	H (m)	V (m/s)	Longueur (m)
prise de barrage	CP	4712,5	1	3	0,82	0,18	1	1,4	229,5
	CP1-RG	1462,5	1	1	0,72	0,1	0,82	1,15	1789
	CP2-RD	1187,5	1	1	0,65	0,12	0,77	1,09	770,9
PFE1	CP3-RG	1387,5	1	1	0,7	0,1	0,8	1,14	1609,55
	CP4-RD	1387,5	1	1	0,7	0,1	0,8	1,14	1410,98
PFE2	CP5-RG	600	1	1	0,45	0,1	0,55	0,91	2339,59
	CP6-RD	375	1	1	0,34	0,1	0,44	0,8	1332,15

V.7.1.3 Canaux secondaires

Les canaux secondaires assurent directement l'arrosage des parcelles. Ils sont perpendiculaires aux primaires et sont au nombre de **76** pour une longueur totale de **19103,67 m**. Ils sont en terre compacté pour atténuer leur cout et facilité leurs constructions, avec une section trapézoïdale transportant chacun une main d'eau de 25 l/s. Leur largeur en base est 30 cm avec une profondeur de **30 cm**. Le coefficient de Manning est également de **30** relativement au matériau de construction. Le fruit des berges m est égal 1(alluvions compacté). Leurs caractéristiques sont présentées dans le tableau en annexe (ANNEXE 12) :

Tableau 26: Caractéristiques des canaux secondaire

Source	Désignation	Q (l/s)	I (pm)	b(m)	Yn (m)	R(m)	H(m)
Canaux primaires	CS	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3

V.7.1.4 Les prises sur les canaux primaires

On distingue deux types de prise à savoir :

- les prises directes sur les canaux principaux
- les prises qui alimentent les canaux secondaires

Les prises directes sur les canaux primaires sont aux nombres de **35** et celles dédiées à l'alimentation des canaux secondaire au nombre de **76**. Ces deux types de prises sont des prises d'eau par tuyau PVC de diamètre **160 mm**. L'entrée des prises est réglée par des vannettes en tôle dans différentes positions et verrouillées.

V.7.1.5 Les prises parcelaires

Les prises parcelaires sont effectuées à l'aide de puits de fond, réalisé au moyen de tuyaux en PVC pression placés dans les différents canaux en terre, sans protection amont ni aval. Chaque puits est muni d'une vannette métallique permettant sa fermeture ou son ouverture selon les besoins. Ce dispositif permet une irrigation directe de la parcelle. Les diamètres calculés (ANNEXE 9) sont de **140 mm**.

V.7.1.6 Dimensionnement des drains

Le réseau de drainage comprend les drains primaires et les drains secondaires. Le réseau de drains primaire est constitué des lits des cours d'eau qui borde la superficie aménagé et du

cours d'eau principale. Les drains secondaires sont parallèles aux canaux secondaires et sont fait entièrement en déblais. Les caractéristiques des drains secondaires sont consignées en annexe (ANNEXE 13)

➤ **Les drains primaires**

Ils sont dimensionnés pour évacuer le débit décennal des cours d'eau et sont aux nombres de **4** totalisant un linéaire de **5852,31 m**. Le premier drain primaire qui constitue le lit mineur du cours d'eau est quant à lui dimensionné avec la somme du débit laminé et les débits de dimensionnement des autres drains primaires. Un éventuelle recalibrage a été proposé si les dimensions réelles des drains ne permettent pas l'évacuation de leur débit de dimensionnement, Les caractéristiques sont consignées dans le tableau suivant :

Tableau 27: Caractéristiques des drains primaires

	Q (m3/s)	Y(m)	R(m)	H(m)	b(m)	I(%)	V (m/s)	L(m)
DP1	62,445	0,92	0,58	1,5	20	1	3,22	4651
DP2	17,22	0,97	0,53	1,5	5	2	2,94	524,31
DP3	11,075	0,75	0,25	1	5	1	2,55	253,18
DP4	11,15	0,64	0,36	1	5	1,7	3	423,82

➤ **Les drains secondaires**

Les drains secondaires sont dimensionnés pour évacuer hors du périmètre la pluie journalière maximale de fréquence décennale pendant un temps maximum égal à la durée de submersion admissible de la culture. La durée de submersion totale de cultures maraichères est de 24 h. Ont totalises 84 drains secondaire pour une longueur totale de **19173 m**. Ces drains sont en terre et de forme trapézoïdale avec une profondeur de **30 cm** et un fruit de **3/2**.

La pente longitudinale est celle du terrain naturel. Les caractéristiques des drains secondaires sont résumées dans le tableau 11 ci-dessous :

Tableau 28: Caractéristique des drains secondaires

Drain	Q (l/s)	Y(m)	R(m)	H(m)	B(m)	I(pm)
	25	0,17	0,13	0,30	0,2	3

V.7.1.7 Les ouvrages de Franchissement

Le dimensionnement des dalots nécessite la connaissance du débit maximum qui transite par l'ouvrage. Les différentes caractéristiques des dalots sont les suivantes :

Tableau 29: Caractéristiques des dalots

Désignation	Type	Caractéristique
OFD1	DALOT	3 x2 x2,5
OFD2	DALOT	2x1,5 x2,5
OFD3	DALOT	2x1,5 x2,5

V.7.1.8 Les prises au file de l'eau

Deux PFE assure l'alimentation des canaux qui ne sont pas liées à la prise du barrage. Ces PFE délivrent les débits de chaque canal en assurant la charge nécessaire à cet effet à travers leurs dimensions. Les caractéristiques des PFE après calcul sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau 30: Caractéristiques des Prises au fil de l'eau

PFE	Lar (m)	Ht(m)	Pr(m)	Nbre prise	Qcp (m ³ /s)	Nbre de travées	Largeur départ canal(m)
PFE1	7	0,99	1,2	2	2,7	2	2,5
PFE2	3	0,74	1,2	2	0,9	1	0,7
							0,8

V.7.1.9 Ouvrage de répartition de débits

L'ouvrage assure le partage de débit entre les canaux primaires (CP1 ET CP). L'ouvrage type retenu est le partiteur fixe avec seuil rectangulaire épais surélevé, sans rétrécissement de la section d'écoulement. Les caractéristiques obtenues après calcul sont consignées dans le tableau suivant les suivants :

Tableau 31: Caractéristiques du Partiteur

Désignation	Yc (m)	h(m)	e (m)	L(m)	H(m)
OPT	0,67	1	2,1	0,6	0,9

Les détails de calcul sont présentés en annexe (ANNEXE 11)

V.7.1.10 Le réseau de circulation

La circulation sur le périmètre s'effectue sur :

- Six pistes péricentrales qui longent les canaux primaires;
- Deux dallettes ;
- Les cavaliers des canaux secondaires

Les pistes périmétrales ont une largeur de **4 m** et longent les canaux primaires. Dans les parties étroites du périmètre, l'accès aux parcelles se fait directement à partir de dallette de dimension 1*2m prévues au niveau des PFE. Les cavaliers des canaux secondaires ont des largeurs de 30cm de part et d'autre du canal pour permettre la circulation des exploitants sur le périmètre.

VI. NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL

Cette partie de l'étude traite de l'ensemble des impacts directs ou indirects, temporaires ou permanents du projet d'aménagement hydro-agricole de la plaine de sangola. Les principales sources d'impacts environnementaux et sociaux identifiées dans le cadre du projet sont relatives à l'installation du chantier, aux zones d'emprunt des matériaux et les emprises des ouvrages. Les impacts significatifs, susceptibles d'avoir une conséquence sensible sur l'environnement aussi bien au moment de la réalisation du projet que de son exploitation sont répertoriés et caractérisés (ANNEXE 14). L'évaluation de ces impacts Nous a permis de prendre des mesures en vue de leur atténuation en élaborant un Plan de Gestion Environnementale et Sociale (PGES).

VII. DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF DES TRAVAUX

Le coût global de la construction du barrage et de l'aménagement s'élève à NEUF Cents neuf Millions quatre Cents Cinquante-trois Mille-Deux-Cents-Trente-huits francs (**909, 453,238**) CFA Tout tarif confondu. Les détails de calcul sont données en annexe (ANNEXE 15)

VIII. CONCLUSION ET RECOMMANDATION

Ce projet traduit la volonté politique du gouvernement de Côte d'Ivoire à s'inscrire dans le développement de la filière riz à travers le renforcement des capacités en matière de certification de semences de riz.

Au terme de notre étude, nous pouvons retenir que la construction du barrage en harmonie avec les caractéristiques du bassin versant capable de restituer la ressource nécessaire, nous permettrons l'irrigation des 100 ha. Cependant la construction d'ouvrages supplémentaires tel que les prises au fil de l'eau est nécessaire pour une mobilisation à l'intérieure du périmètre en raison de la configuration du bas fond. Les infrastructures une fois construites permettront le déroulement des activités agro-Sylvio-pastoral sur toute l'année. Les propositions techniques inscrites dans ce document doivent être certifiées à travers des études plus approfondies à cause des hypothèses formulées dues au manque de données.

Conscient des impacts que peuvent engendrer ce projet, l'étude d'impact environnementale et sociale, prend en compte ces différents impacts en les identifiant et en mettant en évidence les sources et les moyens d'atténuation de ceux-ci. En dépit de la dégradation du milieu naturel du site du projet, nous pouvons dire que ce projet facilitera l'accroissement de la production agricole et partant de là, participera au développement économique stratégique de la région du NORD. Le coût global prévisionnel pour la réalisation des travaux de construction du barrage et de l'aménagement est évalué à un (909, 453,238) FCFA.

Dans l'optique de rendre cet investissement durable, il est impératif que les populations exploitante suivent certaines recommandations proposées par notre étude qui sont :

- La réalisation d'une piste d'accès au barrage pour le bétail afin d'éviter les conflits agriculteurs et éleveurs,
- Mettre en place un organe de gestion de l'eau pour améliorer le système de gestion de l'eau et des ouvrages construis
- Initié un programme de formation technique en matière de gestion et d'entretien des ouvrages pour renforcer les capacités des agents de l'organe de gestion et les exploitants
- Procéder à une délimitation d'une zone de servitude autour du barrage et y interdire toutes sortes d'activités non autorisées et y faire un reboisement
- Procéder à un traitement des eaux avant leur rejet dans le drain principal à cause des éventuels produits chimique utilisés en agriculture.

BIBLIOGRAPHI

- A.MILLOGO, F. (2009). *OUVRAGES HYDRAULIQUES*.
- ADRAO. (2007, septembre). *on dit quoi*. Récupéré sur www.adrao.org
- AKAFFOU, J. R. (2011). *Etude de l'aménagement Hydro-Agricole d'unpérimètre Irrigué : cas de Tchalongi (Situé au Nord de la cote d'ivoire), mémoire de stage*, Abidjan.
- Al, W. e. (2008).. curriculum APRA-GIR. *Manuel technique*.
- Al, Z. e. (2014). *Guide pour la gestion des système de culture du riz*. Nairobi: Consortium Africain pour la Santé des Sols. , *Manuel*
- ANANI, M. (1989). *ETUDE D'UN PERIMETRE IRRIGUE VILLAGEAIS DANS LA REGION DU FLEUVE*. THIES, *mémoire de stage*.
- ANGNIMAN, p. a. (2011). Acte 7: LA FILIERE RIZ. *FIRCA*, revue, p. 40.
- Comité Inter Etat des Grand Barrage, Manuel de formation, (1993), *Barrages en remblai*.
- C.Celestin, D. (1995), cours *L'AMENAGEMENTS DES BAS-FONDS RIZICOLES*. OUAGADOUGOU.
- Cecchi, P. (2007). *l'eau en partage : les petits barrages de cote d'ivoire*. Paris: INSTITUT DE RECHERCHE POUR LE DÉVELOPPEMENT, *magasine*, 302 pages
- Chennafi, H. (2016, Décembre). Déficit d'écoulement sur les Hauts Plateaux Sétifiens. Méthodes de Coutagne et de Turc. *REVUE AGRICULTURE*, p. 5.
- COLMAN, J. P. (s.d.). *LE MANUEL DU PISCICULTEUR*. EMP.OWERING DEVELOPMENT.
- FAO, C. (1996). *Crues et Apports*. ROME: ORSTORM DOCUMENTATION.*manuel*
- M.DURAND, P. e. (1999). *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale*. Cemagref
- M.OURAHOU. (2004),cours *DIMENSIONNEMENT DES OUVRAGES DU RESEAUX D'IRRIGATION*
- schlumberger, O. (2013). *Mémento de pisciculture d'étang*. VERSAILLE: QUAE.
- STATISTIQUE, I. N. (2015). *Répertoire des localité région du PORO*.
- TUU, N. V. (1981). *Hydraulique Routière*. Ministère de la coopération et du développement.
- **Sites internet**
<https://news.abidjan.net>
<http://www.fao.org>
<https://fr.climate-data.org/afrique/cote-d-ivoire/savanes/m-bengue-45170/>
 - **cours de 2IE consultés**
GEYE, (2007), *cours, petit barrage en terre*,
LO, M, (2017), *cours BARRAGE1*,
M,L,Compaoré, (1996), *cours de BARRAGE*,
LEMPERIERE, (1993),*COURS HYDRAULIQUE AGRICOLE Base technique de l'irrigation*, BURKINA FASO,

ANNEXES

ANNEXE 1 : DONNEES PLUVIOMETRIQUES	71
ANNEXE 2 : ETUDES HYDROLOGIQUES	72
ANNEXE 3 : ETUDE DE LA CUVETTE.....	82
ANNEXE 4 : LAMINAGE DES CRUES.....	89
ANNEXE 5 : DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION, DU CHENAL ET COURSIER	91
ANNEXE 6 : DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE PRISE.....	96
ANNEXE 7 : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE	98
ANNEXE 8 : LES RESEAUX D'IRRIGATION ET DE DRAINAGE	100
ANNEXE 9 : OUVRAGES D'IRRIGATION	103
ANNEXE 10:LES PRISES AU FIL DE L'	104
ANNEXE 11 : LE PARTITEUR.....	106
ANNEXE 12 : CARACTERISTIQUE DES CANAUX SECONDAIRES.....	108
ANNEXE 13 : CARACTERISTIQUE DES DRAINS SECONDAIRES	112
ANNEXE 14 : NOTICE D'IMPACT ENVIRONNEMENTAL ET SOCIAL	115
ANNEXE15 : DEVIS QUANTITATIF ET ESTIMATIF	124
ANNEXE 16 : PIECES DE DESSIN	129

ANNEXE 1 : DONNEES PLUVIOMETRIQUES

Les données pluviométriques sont issues de la station météorologique de l'aéroport de KORHOGO :

Tableau 32: Série de données pluviométrique

Année	Pluie annuelle	Année	Pluie journalière maximale
1966	1 560	1982	10,2
1967	1 255	1983	78,1
1968	1 269	1984	90,4
1969	1 559	1985	74,6
1970	1 410	1986	133,6
1971	1 152	1987	66,0
1972	993	1988	57,9
1973	997	1989	75,5
1974	1 033	1990	61,1
1975	1 173	1991	63,9
1976	963	1992	79,8
1977	834	1993	72,7
1978	1 215	1994	86,7
1979	1 200	1995	60,1
1980	1 252	1996	76,7
1981	1 209	1997	70,8
1982	959	1998	59,1
1983	831	1999	77,2
1984	1 411	2000	56,2
1985	1 423	2001	69,6
1986	1 269		
1987	1 176		
1988	1 257		
1989	1 241		
1990	960		
1991	1 232		
1992	1 394		
1993	555		
1994	1 202		
1995	1 354		
1996	1 204		
1997	1 233		

ANNEXE 2 : ETUDES HYDROLOGIQUES

1. Caractéristique physique du bassin versant

Les caractéristique physique du bassin versant ont été déterminé en exploitant les images satellitaires à travers les logiciels de SIG ArcGis, Global mapper et Google earth,

Périmètre(Km)	44
Surface (Km2)	71
Longueur totale des cours d'eau (Km)	44

➤ Indice de compacité

Appelé également coefficient de forme et il est calculé par la formule suivante :

$$K_G = 0,282 \times \frac{P}{\sqrt{S}} = 0,282 \times \frac{44}{\sqrt{71}}$$

$$K_G = 1,47$$

➤ Longueur du rectangle équivalent

C'est la longueur qu'aurait un rectangle de même surface S et de périmètre P, Elle est calculée par la formule suivante :

$$L = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4} = \frac{44 + \sqrt{44^2 - 16 * 71}}{4} =$$

$$L = 18,06 \text{ Km}$$

➤ Pente moyenne

C'est le rapport du dénivelé entre le point le plus haut et celui du plus bas du bassin versant et la racine carrée de la superficie du même bassin versant, Il est calculé de la manière suivante :

$$I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{\sqrt{S}} = \frac{395 - 329}{\sqrt{44}}$$

$$I_{\text{moy}} = 9,94 \text{ m/km}$$

➤ **Courbe hypsométriques**

Après la délimitation du bassin versant, le découpage du bassin a été fait en plusieurs tranche d'altitude, Nous avons procédé au calcul des surfaces correspond a chaque tranche avec le logiciel ARGIS, Ainsi, on obtient les résultats suivants :

Tableau 33: Données de courbe hypsométrique

Classe d'altitude	Surface partielle (km ²)	Surface cumulé (km ²)	Surface cumulée (%)
329-336	0,99	0,987	1,4
336-344	6,07	7,060	9,9
344-351	11,58	18,638	26,2
351-358	15,47	34,112	48,0
358-366	16,50	50,611	71,2
366-373	11,25	61,860	87,0
373-380	6,84	68,697	96,6
380-387	2,04	70,741	99,5
387-395	0,38	71,12	100
total	71,12		

Pour le tracé de la courbe hypsométrique les données ont été issues du tableau ci-dessus, les résultats sont inséré dans le tableau suivant :

Altitude (m)	Surface cumulée (Km ²)	Surface cumulée (%)
395	0,00	0,000
387	0,987	1,388
380	7,060	9,928
373	18,638	26,208
366	34,112	47,966
358	50,611	71,167
351	61,860	86,985
344	68,697	96,598
336	70,741	99,472
329	71,116	100

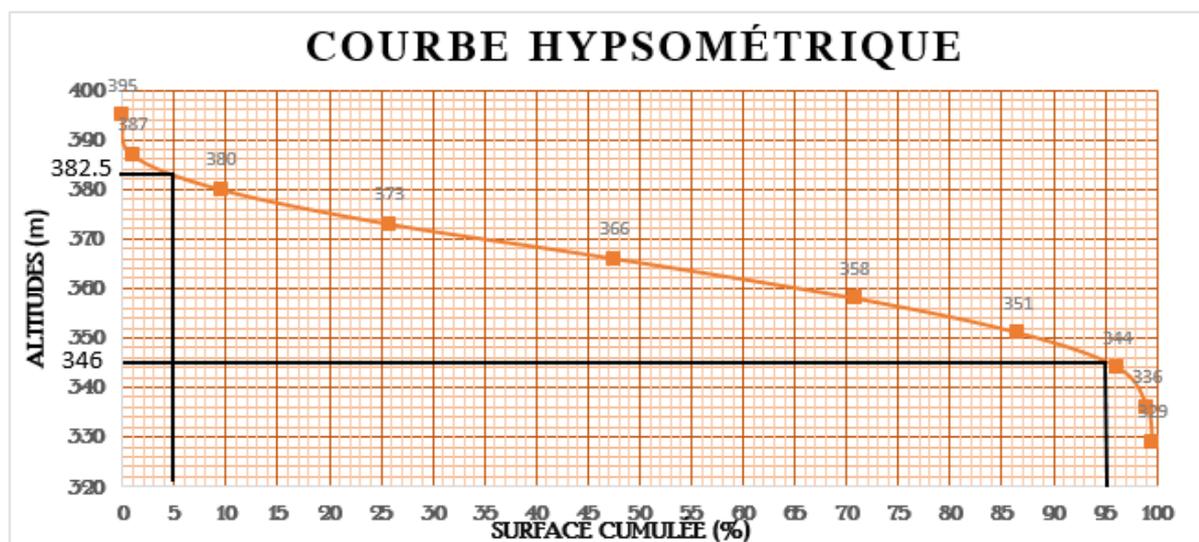


Figure 5: Courbe hypsométrique du bassin versant de M'BENGUE

Le tracé de la courbe hypsométrique nous a permis de déterminer les altitudes à 5% et 95% pour le calcul de l'indice global des pentes par la formule suivante :

$$I_g = \frac{Alt_{5\%} - Alt_{95\%}}{L} = \frac{382,5 - 346}{18,07}$$

$I_g = 2,02 \text{ m/km}$ Cette pente relativement faible nous indique que l'écoulement dans le bassin est fluvial

Les pentes transversales **It** sont calculées sur cinq profils différents, Ensuite nous avons fait une pondération pour obtenir une seule valeur d'indice de pente transversale, Les résultats obtenus sont :

Tableau 34: Données calcul de la pente transversal

N° Points	Altitude maximale (m)	Altitude minimale (m)	Longueur (Km)	It (m/km)
1	383	369	7,43	1,89
2	378	361	7,195	2,44
3	357	315	6,124	1,06
4	342	318	6,66	1,20
5	366,9	356,6	5,43	1,88
Valeur moyenne				1,71

Après calcul de It moyenne, on remarque que la différence $(It - I_g) / It < 20\%$, on adopte alors **Ig** comme indice global de pente retenu,

La densité de drainage Dd

La densité de drainage est le rapport entre la longueur totale des cours d'eau dans le bassin versant et de la superficie de celui-ci, La longueur totale des cours d'eau est déterminée par le logiciel ArcGIS et vaut **44km**,

$$D_d = \frac{\sum l_i}{S} = \frac{44}{71} \quad \boxed{D_d = 0,6 \text{ km/km}^2}$$

Dénivelé spécifique Ds

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

$$D_s = I_g \times \sqrt{S} = 2,02 \times \sqrt{71}$$

$$\boxed{D_s = 17,03 \text{ m}}$$

Relief faible $D_s < 50 \text{ m}$

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

Relief fort $100 \text{ m} < D_s$



Classification des reliefs selon le
Bulletin N0 54 de la FAO 1996

On a : $D_s = 17,33 \text{ m} < 50 \text{ m}$ donc on a un relief faible

Classe d'infiltrabilité des sols

Il est très important d'estimer l'infiltrabilité globale des sols du bassin dans le processus d'estimation des crues, L'infiltrabilité d'un terrain est son aptitude à l'infiltration, De ce fait, Rodier a adopté une classification qualitative comprenant six (06) classes,

D'après cette classification, le bassin est relativement imperméable ; un mélange en proportions à peu près égales de sols imperméables et de sols perméables, Le site est principalement constitué de sols ferrugineux lessivés plus ou moins gravillonnaires, les vertisols et les sols bruns sur roche basaltique, Le bassin versant est donc un bassin versant de classe **RI (P3)** qui correspond à un bassin relativement imperméable avec un couvert végétal moyennement dense,

Tableau 35: Données climatique pour calcul du débit de cru selon ORSTOM

Situation	Région du poro
Superficie	71 Km ²
Pluviométrie moyenne annuelle	1200 mm régime tropical sec
Pluie journalière décennale de 24 h	99 mm
Pluie journalière centennale	110 mm
Indice global de pente corrigée	2,02 m/km
Indice de compacité	1,47
Coefficient majorateur égal « m »	1,03

Calcul de la crue décennale selon la méthode ORSTOM

On considère que le bassin versant constitue une entité homogène, tant en ce qui concerne les apports pluviométriques que ses caractéristiques physiques, Pour ce modèle, le débit de pointe correspondant au ruissellement superficiel de la crue décennale est défini par la relation suivante :

$$Q_{r10} = A, P_{10}, K_{r10}, \alpha_{10}, \frac{S}{T_{b10}}$$

Avec :

A : le coefficient d'abattement

P₁₀ : la hauteur de pluie journalière décennale

K_{r10} : le coefficient de ruissellement correspondant à la crue décennale

α₁₀ : le coefficient de pointe correspondant à la crue décennale

S : la superficie du bassin versant

T_{b10} : le temps de base correspondant à la crue décennale

Ces paramètres sont déterminés à l'aide d'abaques et de formules :

- Coefficient d'abattement

$$A = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 * P_{moy}}{1000} * \log 71 \right] = 1 - \left[\frac{161 - 0,042 * 1200}{1000} * \log 71 \right]$$

A = **0,79** avec P_{moy} = 1200 mm

- Coefficient de pointe correspondant à la crue décennale :

C'est le rapport du débit maximum ruisselé au débit moyen, On admet que α_{10} est voisin de **2,6** quelle que soit la superficie du bassin

$$\alpha_{10} = 2,6$$

- Pluie journalière décennale : valeur obtenue avec le logiciel HyfranPlus, **P₁₀ = 99 mm**
- Coefficient de ruissellement décennal K_{r10} et du volume ruisselé décennal V_{r10}

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

Pour la détermination du coefficient de ruissellement décennal, il sera procédé à une interpolation entre les valeurs de K_{r70} et K_{r100} . Aussi, la pente qui sera considérée tout le long des calculs qui suivront sera $I_g = 3\text{m/km}$,

Tenant compte des caractéristiques du bassin versant étudié (RI, $I_g = 3\text{m/km}$, régime tropical sec), on obtient :

- Pour K_{r70} $a' = 150$ $b' = 20$ $c' = 15$

$$K_{r70} = \frac{150}{(71 + 17)} + 15 \qquad K_{r70} = 16,64$$

- Pour K_{r100} $a' = 250$ $b' = 20$ $c' = 12$

$$K_{r100} = \frac{250}{(71 + 20)} + 12 \qquad K_{r100} = 18,97$$

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

$$K_{r10} = \left[\frac{18,97 - 16,64}{100 - 70} * (99 - 110) \right] + 18,97 \qquad \mathbf{K_{r10} = 15,81}$$

- Volume ruisselé décennal V_{r10}

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

$$\text{Donc on a: } V_{r10} = A * P_{10} * K_{r10} * S$$

$$V_{r10} = 0,79 * 99 * 15,81 * 71 * 1000 \quad V_{r10} = \mathbf{887135,9563 \text{ m}^3}$$

- T_{b10} : le temps de base correspondant à la crue décennale :

Le temps de base représente le temps compris entre le début et la fin du ruissellement rapide,

$$T_{b10} = 325 * S^{0,35} + 315$$

$$T_{b10} = 325 * 71^{0,36} + 315 \quad T_{b10} = \mathbf{1823 \text{ minutes}}$$

- T_{m10} : le temps de montée :

$$T_{m10} = 0,33T_{b10}$$

$$T_{m10} = 0,33 * 1823 \quad T_{m10} = \mathbf{601,81 \text{ minutes}}$$

- Pluie moyenne décennale P_{m10} :

$$P_{m10} = A * P_{10} = 0,79 * 99 \quad P_{m10} = \mathbf{78,87 \text{ mm}}$$

- Lame d'eau ruisselée décennale L_{r10} :

$$L_{r10} = K_{r10} * P_{m10} = 15,81 * 78,87 \quad L_{r10} = \mathbf{12,47 \text{ mm}}$$

- Débit moyen de ruissellement

$$Q_{m10} = \frac{V_{r10}}{T_{b10}}$$

$$Q_{m10} = \frac{887135,9563}{1825,38 * 60} \quad Q_{m10} = \mathbf{8,10 \text{ m}^3/\text{s}}$$

- Débit maximum de ruissellement

$$Q_{r10} = \alpha_{10} * Q_{m10} = 2,6 * 8,10 \quad Q_{r10} = \mathbf{21,07 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$Q_{r10} = A, P_{10}, K_{r10}, \alpha_{10}, \frac{S}{T_{b10}} = 0,79 * 99 * 15,81 * 2,6 * \frac{71}{1760,70}$$

$$Q_{r10} = 21,07 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (Vérifié)}$$

- Débit de pointe ou débit de crue décennal

$$Q_{10} = m * Q_{r10} = 1,03 * 8,473$$

$$Q_{10} = 21,71 \text{ m}^3/\text{s}$$

Calcul de la crue décennale selon la méthode CIEH

Cette méthode est une méthode statistique proposée par Puech et Chabi-Gonni et basée sur 162 bassins versants, Elle tient compte des caractéristiques du bassin, de son emplacement et du régime climatique de la zone,

La formulation retenue pour retrouver l'expression du débit de pointe Q_{10} est basée sur un schéma de régression multiple et se présente sous la forme :

$$Q_{10} = a * S^b * P_{an}^c * I_g^d * K_{r10}^e$$

Avec :

Q_{10} : débit de crue décennale (m^3/s)

a, b, c, d, et e : des coefficients de la régression multiple

S : la surface du bassin versant (km^2) déterminée sur la carte topographique ;

$\overline{P_{an}}$: pluie annuelle moyenne (mm) ;

I_g : indice global de pente (m/km) du bassin

K_{r10} : coefficient de ruissellement décennal,

Dd : densité de drainage (km^{-1})

La démarche adoptée sera la moyenne entre trois valeurs de Q_{10} obtenues à partir de trois (03) différentes formules de la méthode de CIEH, Les trois formules utilisé sont les suivantes :

$$Q_{10} = 1,33 * S^{0,596} * I_G^{0,457} = 42,80 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 0,380 * S^{0,586} * K_{r10}^{0,805} = 42,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{10} = 0,275 * S^{0,618} * I_G^{0,099} * K_{r10}^{0,798} = 37,09 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\overline{Q}_{10} = \text{moyenne des } Q_{10} = 40,86 \text{ m}^3/\text{s}$$

Apports d'eau du bassin versant

C'est la quantité d'eau susceptible d'arriver à l'exutoire du barrage pendant une période considérée, L'estimation des apports au droit du site se fera à partir de la formule suivante :

$$V_e = S * P * K_r \quad \text{avec :}$$

- V_e : Volume écoulé (m³) ;

- S : Surface du bassin versant = 71 Km²

- P : Pluie tombée au cours de l'année considérée ;

- K_r : Coefficient d'écoulement $K_r = (P-D)/P$, où D est le déficit hydrique estimé à partir de la Formule de Turc (forme tropicalisée),

D :

$$D = \left(0,3 + \frac{0,7}{\left[0,9 + \left(\frac{P}{L} \right)^{\frac{1}{2}} \right]} \right) \times P$$

$$\text{Avec } L = 300 + 25T + 0,05T^3$$

T = Température moyenne annuelle, $T = 27,1^\circ\text{C}$, d'où les résultats dans le tableau ci-après

TURC

Température	Temps de retour	Pluie (mm)	L	D	Q	K _e (%)	Lame d'eau (mm)	Superficie (Km ²)	Volume (m ³)
27,1 °C	moyenne	1189	1972,62	1097,2	91,7	7,7	91,79	71,12	6 528 780,94
	Quinquennale	999	1972,62	949,97	49,02	4,91	49,02	71,12	3 486 794,34
	Décennale	904	1972,62	871,82	32,17	3,56	32,17	71,12	2 288 393,91

ANNEXE 3 : ETUDE DE LA CUVETTE

Tableau 36: calcul besoins en eau première campagne

1	Mois	Février			Mars			Avril			Mai		
2	Décade	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	Nombres de jours	28			31			30			31		
4	Nombres de jours par décades	10	10	8	10	10	11	10	10	10	10	10	11
5	Phase du cycle végétatif	Semis et préparation des terres			Repiquage	Tallage + montaison			Epiaison	Maturation récolte			
6	saturation		87,5	87,5									
7	Entretien (mm)				50	50	50	50	50	50	50	50	50
8	Infiltration (mm)=4*(4)			0	40	40	44	40	40	40	40	40	44
9	Kc (coefficient cultural)		0,6	0,8	1	1	1	1	1	1,15	1,15	1,08	0,9
10	ETP (mm/mois)	145,51			158,54			156,76			148,96		
11	ETP (mm/jr)=(10)/(3)	5,20			5,11			5,23			4,81		
12	ETP (mm par décades)=(11)*(4)	51,97	51,97	41,57	51,14	51,14	56,26	52,25	52,25	52,25	48,05	48,05	52,86
13	ETM (mm par décades)=(12)*(9)	0,00	31,18	33,26	51,14	51,14	56,26	52,25	52,25	60,09	55,26	51,90	47,57
14	pluie moyenne (mm/mois)	12,80			48,71			80,98			126,47		
15	pluie efficace (mm/décades)=0,8*(4)*[(14)/(4)]	3,66	3,66	2,93	12,57	12,57	13,83	21,60	21,60	21,60	32,64	32,64	35,90
16	Besoins nette (mm/décades)=(13)-(15)	0,00	27,52	30,33	38,57	38,57	42,43	30,66	30,66	38,50	22,62	19,26	11,67
17	besoins Global (mm/mois)=(16)+(6)+(7)+(8)	0,00	115,02	117,83	128,57	78,57	86,43	70,66	70,66	78,50	62,62	59,26	55,67
18	Efficiencie	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
19	Besoins en tête du réseau (m3/ha)=[(17)/(18)]*10	0,00	1769,60	1812,83	1978,03	1208,80	1329,68	1087,04	1087,04	1207,62	963,39	911,64	856,44
20	besoins total (m3/ha)=Σ(19)	14212,12											
21	Débit fictif (l/s/ha)=(19)*1000/(4)*24*3600	0,00	2,05	2,62	2,29	1,40	1,40	1,26	1,26	1,40	1,12	1,06	0,90
22	débit maximums de pointe(l/s/ha)=(19)*1000/(4)*12*3600	0,00	4,10	5,25	4,58	2,80	2,80	2,52	2,52	2,80	2,23	2,11	1,80

Tableau 38: calcul besoins en eau deuxième campagne

Mois	juillet			Aout			septembre			Octobre		
Décade	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Nombres de jours	31			31			30			31		
Nombres de jours par décades	10	10	11	10	10	11	10	10	10	10	10	11
Phase du cycle végétatif	Semis et préparation des terres			Repiquage	Tallage + montaison			Epiaison	Maturation récolte			
saturation		87,5	87,5									
Entretien (mm)				50	50	50	50	50	50	50	50	50
Infiltration (mm)			0	40	40	44	40	40	40	40	40	44
Kc (coefficient cultural)		0,6	0,8	1	1	1	1	1	1,15	1,15	1,08	0,9
ETP (mm/mois)	124,48			118,98			120,33			129,83		
ETP (mm/jr)	4,02			3,84			4,01			4,19		
ETP (mm par décades)	40,15	40,15	44,17	38,38	38,38	42,22	40,11	40,11	40,11	41,88	41,88	46,07
ETM (mm par décades)	0,00	24,09	35,33	38,38	38,38	42,22	40,11	40,11	46,13	48,16	45,23	41,46
ETM (mm/mois)				118,98			126,35			134,85		
pluie moyenne (mm/mois)	198,56			256,88			200,43			89,09		
pluie efficace (mm/décades)	51,24	51,24	56,37	66,29	66,29	72,92	53,45	53,45	53,45	22,99	22,99	25,29
Besoins nette (mm/décades)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	25,17	22,24	16,17
Efficiencie	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65
Besoins en tête du réseau (m3/ha)	0,00	1346,15	1346,15	1384,62	615,38	676,92	615,38	615,38	615,38	1002,60	957,50	925,68
besoins total (m3/ha)	10101,16											
Débit fictif (l/s/ha)	0,00	1,56	1,56	1,60	0,71	0,78	0,71	0,71	0,71	1,16	1,11	1,07
débit maximums de pointe(l/s/ha)	0,00	3,12	3,12	3,21	1,42	1,57	1,42	1,42	1,42	2,32	2,22	2,14

Tableau 39: Calcul des besoins en eau maraichers

1	Mois	Octobre			Novembre			Décembre			Janvier			Février		
2	Décade	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
3	Nombres de jours	31			30			31			31			28		
4	Nombres de jours par décades	10	10	11	10	10	10	10	10	11	10	10	11	10	5	
5	Phase du cycle végétatif	initial			Développement			mi saison			Arrière-saison				Récolte	
6	Kc (coefficient cultural)	0,45	0,45	0,45	0,75	0,75	0,75	0,75	1,15	1,15	1,15	1,15	0,9	0,8	0,8	
7	ETP (mm/mois)	129,83			128,60			118,62			129,24			145,51		
8	ETP (mm/jr)=(7)/(3)	4,19			4,29			3,83			4,17			5,20		
9	ETP (mm par décades)=(8)*(4)	41,88	41,88	46,07	42,87	42,87	42,87	38,26	38,26	42,09	41,69	41,69	45,86	51,97	25,98	
10	ETM (mm par décades)=(9)*(6)	18,85	18,85	20,73	32,15	32,15	32,15	28,70	44,00	48,40	47,94	47,94	41,27	41,57	20,79	
11	pluie moyenne (mm/mois)	89,09			22,58			7,74			6,11			12,80		
12	pluie efficace (mm/décades)=0,8*(4)*[(11)/(3)]	22,99	22,99	25,29	6,02	6,02	6,02	2,00	2,00	2,20	1,58	1,58	1,73	3,66	1,83	
13	Besoins nette (mm/décades)=(10)-(12)	0,00	-4,15	-4,56	26,13	26,13	26,13	26,70	42,00	46,21	46,37	46,37	39,54	37,92	18,96	
14	besoins Global (mm/mois)	0,00	-4,15	-4,56	26,13	26,13	26,13	26,70	42,00	46,21	46,37	46,37	39,54	37,92	18,96	
15	Efficiencie	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	
16	Besoins en tête du réseau (m3/ha)= [(4)/(15)]*10	0,00	0,00	0,00	401,97	401,97	401,97	410,76	646,23	710,85	713,37	713,37	608,32	583,34	291,67	
17	besoins total (m3/ha)=Σ(16)	5883,80														
18	Débit fictif (l/s/ha)=(16)*1000/(4)*24*3600	0,00	0,00	0,00	0,47	0,47	0,47	0,48	0,75	0,75	0,83	0,83	0,64	0,68	0,68	
19	débit maximums de pointe(l/s/ha)=(16)*1000/(4)*24*3600	0,00	0,00	0,00	0,93	0,93	0,93	0,95	1,50	1,50	1,65	1,65	1,28	1,65	1,65	

Tableau 40: Besoins en eau pastoraux

1	Mois	janv	Fevr	mars	avr,	mai	juin	juil,	août	sept,	oct,	nov,	déc,
2	Nombre de jours	31	28	31	30	31	31	31	31	30	31	30	31
3	besoins journalier (l/jr)	30											
4	besoins pastoraux mensuel (l/mois)=(2)*(4)	930	840	930	900	930	930	0	0	0	0	0	0
5	Nombres de bêtes à l'horizon du projet	68792											
6	Besoins total en (m3)=(5)*Σ(4)	373539,3517											

Tableau 41: calcul besoins piscicole

1	Mois	jan	Fev	Mars	Avril	Mai	Juin	Juillet	Août	Septembre	Octobre	Novembre	Décembre
2	Nombre de jours	31,00	28,00	31,00	30,00	31,00	31,00	31,00	31,00	30,00	31,00	30,00	31,00
3	Etp (mm)	129,24	145,51	158,54	156,76	148,96	134,93	124,48	118,98	120,33	129,83	128,60	118,62
4	infiltration (mm)=4*(2)	124,00	112,00	124,00	120,00	124,00	124,00	124,00	124,00	120,00	124,00	120,00	124,00
5	Pluie (mm)	6,11	12,80	48,71	80,98	126,47	137,96	198,75	256,88	200,43	89,09	22,58	7,74
6	pertes par étang (m3/ha)=[(3)+(4)-(5)]*10	2471,36	2447,10	2338,32	1957,76	1464,85	0,00	497,23	0,00	399,03	1647,31	2260,17	2348,73
7	surface d'un étang (ha)	0,05											
8	Pertes par étang (m3)=(6)*(7)	123,57	122,36	116,92	97,89	73,24	0,00	24,86	0,00	19,95	82,37	113,01	117,44
9	Dimension d'un étang (m)	Longueur		50,00	Largeur		10,00	Profondeur		1,00			
10	volume d'un étang (m3)	500,00											
11	besoins pour un étang (m3)=(8)+(10)	1391,59											

Evaluation des pertes

➤ Pertes par évaporation et infiltration

Les données d'évaporation sont issues de la station météorologique de l'aéroport de Korhogo, Les données utilisées pour évaluer les évaporations du lac sont ceux de l'évapotranspiration en raison du manque d'absence de données sur l'évaporation BAC, Quant aux donnée sur l'infiltration aucune mesure n'a été faite on adopte alors pour une infiltration de 1mm/jour, Ce

Tableau 37: Evaporations et infiltration mensuel

1	Mois	janv	Fevr	mars	avr,	mai	juin	juil,	août	sept,	oct,	nov,	déc,
2	ETP (mm)	129,24	145,51	158,54	156,76	148,96	134,93	124,48	118,98	120,33	129,83	128,60	118,62
3	Nombre de jours	31,00	28,00	31,00	30,00	31,00	30,00	31,00	31,00	30,00	31,00	30,00	31,00
4	Infiltration (mm)=(3)*1	31,00	28,00	31,00	30,00	31,00	30,00	31,00	31,00	30,00	31,00	30,00	31,00
5	Pluie (mm)	6,11	12,80	48,71	80,98	126,47	137,96	198,75	256,88	200,43	89,09	22,58	7,74
6	pertes (mm)=(2)+(4)-(5)	154,14	160,71	140,83	105,78	53,48	26,98	0,00	0,00	0,00	71,73	136,02	141,87

paramètre a été minimisé compte tenu du fait que la cuvette en s'ensasant réduit l'effet de l'infiltration,

➤ Pertes par dépôt solides

Il existe tout un ensemble de formules permettant d'évaluer de manière plus ou moins fiable l'importance des apports solides, Pour l'évaluation des dépôts solides à l'horizon du projet, les formules utilisées sont celles de GRISILLON, GOTTSCHALK et GRESILLON modifiée (formule de KARAMBIRI),

Tableau 38: Calcul des dépôts solide

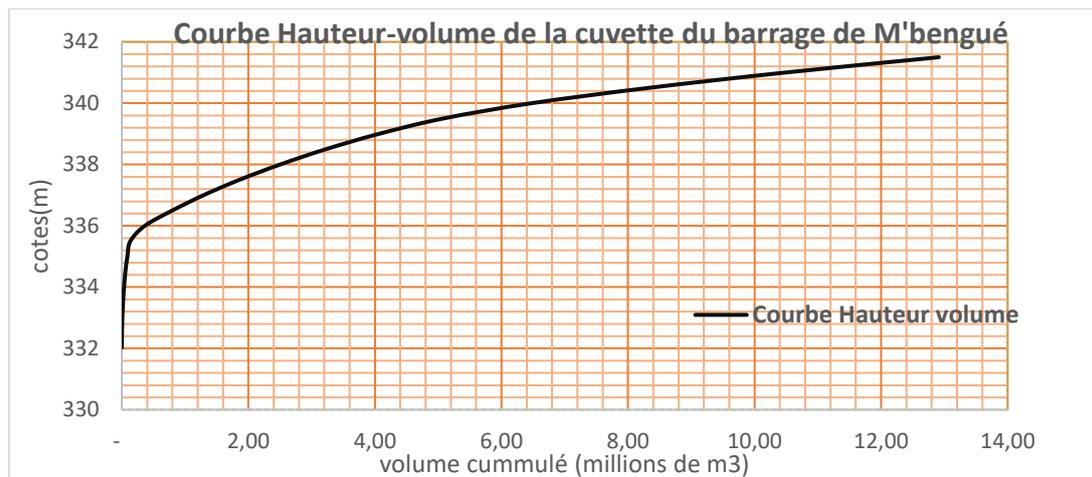
Auteur	Formule	D (m ³ /km ² /an)	Dépôts (m ³ /an)
GRISILLON	$D = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$	67,95	4833,08
GOTTSCHALK	$D = 260 * S^{-0,1}$	169,73	12071,630 2
KARAMBIRI	$D = 137 ** \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]$	30,00	2 133,90
Retenue	La formule de grésillon		
	<ul style="list-style-type: none"> ✓ P : Pluie moyenne annuelle (1189 mm), ✓ S : Superficie du bassin versant (71 km²), ✓ h : paramètre anthropique (0,10) pour un bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci, ✓ r : paramètre morphologique (0,40) pour un relief peu accidenté, accusé, ✓ D : dégradation spécifique annuelle (m³/km²/an) 		

Courbes hauteur volume surface et exploitation de la retenue

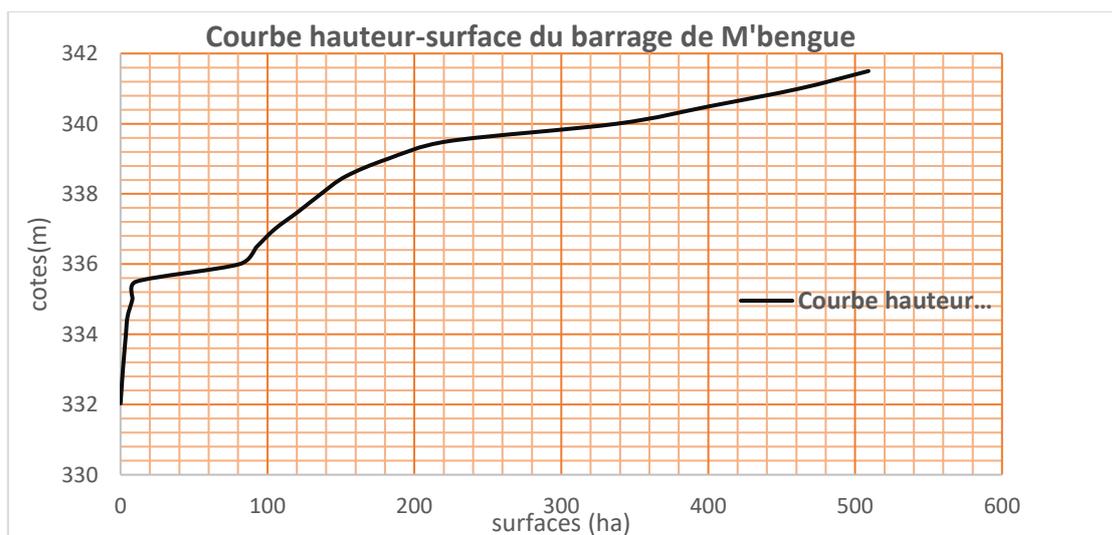
➤ Données topographique de la cuvette

COTES (m)	Hauteur cumulé (m)	superficie (m2)	superficie (ha)	superficie moyenne (m2)	volume partielle (m3)	volume cumulé (m3)
332,0	0	0	0	0	0	-
332,5	0,5	7978,7031	0,79787031	3989,35155	1994,675775	1 994,68
333	1	16302,4604	1,63024604	12140,58175	6070,290875	8 064,97
333,5	1,5	26328,9442	2,63289442	21315,7023	10657,85115	18 722,82
334	2	36554,1577	3,65541577	31441,55095	15720,77548	34 443,59
334,5	2,5	47572,5433	4,75725433	42063,3505	21031,67525	55 475,27
335	3	81028,4599	8,10284599	64300,5016	32150,2508	87 625,52
335,5	3,5	105614,9995	10,56149995	93321,7297	46660,86485	134 286,38
336	4	809958,0994	80,99580994	457786,5495	228893,2747	363 179,66
336,5	4,5	928323,4793	92,83234793	869140,7894	434570,3947	797 750,05
337	5	1050524,669	105,0524669	989424,0742	494712,0371	1 292 462,09
337,5	5,5	1211781,749	121,1781749	1131153,209	565576,6045	1 858 038,70
338	6	1364062,29	136,406229	1287922,019	643961,0096	2 501 999,70
338,5	6,5	1533043,764	153,3043764	1448553,027	724276,5133	3 226 276,22
339	7	1 820 208,51	182,0208509	1676626,136	838313,0681	4 064 589,29
339,5	7,5	2 228 556,62	222,8556617	2024382,563	1012191,281	5 076 780,57
340	8	3379011,372	337,9011372	2803783,995	1401891,997	6 478 672,56
340,5	8,5	4013153,944	401,3153944	3696082,658	1848041,329	8 326 713,89
341	9	4619990,435	461,9990435	4316572,19	2158286,095	10 484 999,99
341,5	9,5	5091090,803	509,1090803	4855540,619	2427770,31	12 912 770,30

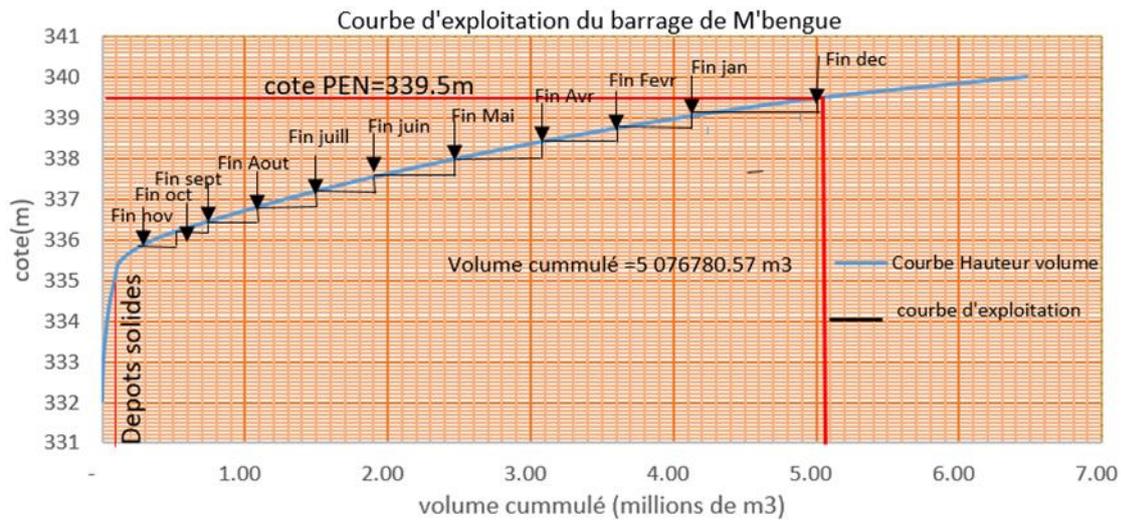
➤ Courbe hauteur-volume



➤ Courbe hauteur-surface



➤ Courbe d'exploitation de la retenue



ANNEXE 4 : LAMINAGE DES CRUES

Laminage de crue par la méthode EIER-CIEH ou méthode du x0

Le principe de laminage est le calcul d'une première longueur approchée du déversoir L_1 à partir d'un débit à évacuer considéré égal au débit de projet, Cette longueur est prise en compte pour le calcul de débit réel correspondant, Puis, les itérations continuent jusqu'à ce l'obtention d'une valeur convergente de la longueur,

$$Q = mL\sqrt{2g} * h^{3/2} \Rightarrow L_0 = \frac{Q}{m * \sqrt{2g} * h^{3/2}}$$

$$x_{01} = \frac{m^2 * g * L_1^2 * Q_{cmax} * t_m^3}{S^3} \text{ avec } Q_{cmax} = Q_{100}$$

$$Q_{emax1} = \beta_1 * Q_{cmax}$$

$$L = \frac{\beta_1 Q_{cmax}}{m\sqrt{2g} \times h^{3/2}}$$

Tableau 39: calcul du laminage par la méthode X0

METHODE X0 DE CEIH						
h	m	g (m/s ²)	Lo (m)	Qcp (m ³ /s)	Spl (m ²)	Tm
0,50	0,45	9,80	88,73	62,50	2 024 382,56	36 109,09
Lo	Xo	log10(Xo)	beta=Qev/Qcp	Qev=beta*Qcp	L	précisions du calcul

88,73	5,54	0,74	73,06	45,66	64,83	
64,83	2,96	0,47	66,75	41,72	59,23	5,60
59,23	2,47	0,39	64,86	40,54	57,56	1,68
57,56	2,33	0,37	64,26	40,16	57,02	0,53
57,02	2,29	0,36	64,06	40,04	56,85	0,18
56,85	2,27	0,36	64,00	40,00	56,79	0,06
56,79	2,27	0,36	63,98	39,99	56,77	0,02
56,77	2,27	0,36	63,97	39,98	56,76	0,01
56,76	2,27	0,36	63,97	39,98	56,76	0,00
56,76	2,27	0,36	63,97	39,98	56,76	0,00

Après calcul de la longueur déversant une vérification doit être faite pour s'assurer de la validité de la méthode avec nôtres cas de figure, En effet Lorsque $\beta = Q_{emax}/Q_{cmax}$ trouvé est inférieur à la valeur Q/Q_{cmax} donnée par l'abaque ci-dessous, il y a lieu d'être prudent quant à la valeur de Q_{emax} ,

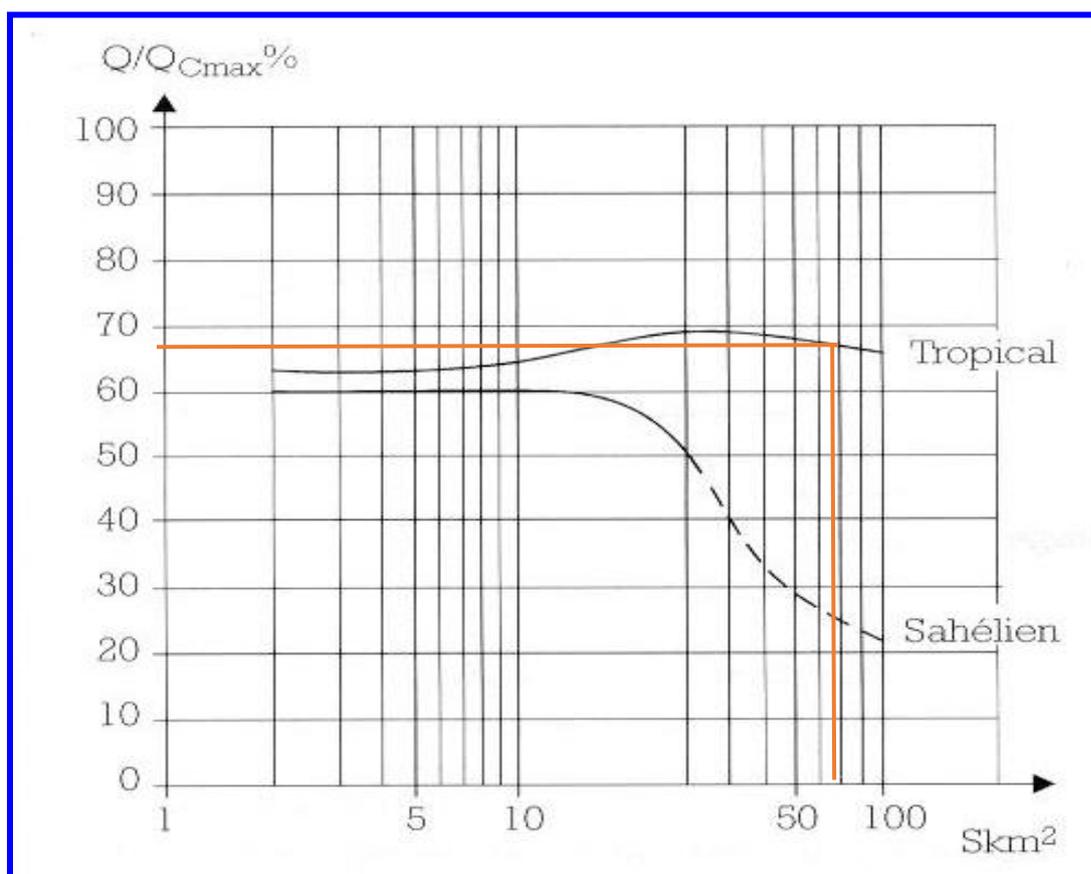
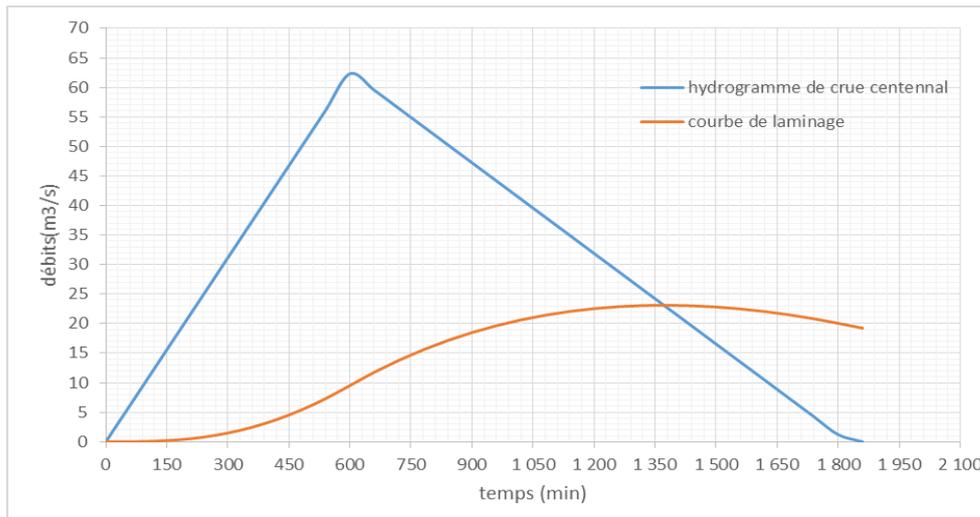


Figure 12: Abaque de détermination de la validité de la méthode X0

La projection sur l'abaque nous permet de lire un coefficient de laminage d'une valeur d'environ 68% tandis le calcul avec l'effet de laminage nous donne une valeur de l'ordre de 64% ont conclu alors que cette méthode n'est pas la méthode idéale pour le calcul de laminage

Laminage par l'équation de continuité

Cette méthode est basée sur l'équation de continuité résolue à travers un programme excel de résolution d'équation numérique, Les résultats sont présentés sous formes de courbes,



ANNEXE 5 : DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DE DISSIPATION, DU CHENAL ET COURSIER

➤ Bassin de dissipation

✓ Profondeur normale (y_n) en aval du déversoir

Le calcul de y_n sera fait en utilisant la méthode de la débitante résolue avec le logiciel autocad civil 3D

$$\frac{Q_e \max}{\sqrt{I}} = K_s * \frac{(y(b+my_n))^{5/3}}{(b+2my_n)^{2/3}}$$

On obtient après résolution $y_n = 0,55 \text{ m}$

✓ Profondeur critique (y_c)

La profondeur critique se calcule en appliquant la formule suivante

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{1}{g} \left(\frac{Q}{L}\right)^2}$$

Après résolution on obtient : $y_c = 0,53\text{m}$

Commentaire : y_c est inférieure a y_n L'écoulement est donc fluvial

✓ **Profondeur du bassin**

$$\frac{D}{H_0} = f\left(\frac{y_n}{H_0}; \frac{h}{H_0}\right)$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{y_n}{H_0} = \frac{0,55}{4,5} = 0,12 \\ \frac{h}{H_0} = \frac{0,9}{4,5} = 0,11 \end{array} \right\} \text{ Avec ses deux résultats on lit sur un abaque le ratio } \frac{D}{H_0} = 0,13$$

Ainsi $D = H_0 * 0,13 = 0,58 \text{ m}$ on prendras $D = 1\text{m}$

✓ **Vitesse V_0 du fluide**

$$V_0 = Q / L * h = 24 / 20 * 0,5 = 2,4 \text{ (m /s)}$$

✓ **Ligne d'eau du fluide**

$$H_e = h + ((V_0^2)/(2g))$$

Donc $H_e = 0,79 \text{ m}$

✓ **Charge de fond H**

$$H = H_0 + D \text{ ainsi } \mathbf{H = 5 \text{ m}}$$

✓ **Hauteur de chute**

$$Z = H_0 + H + \Delta H \quad \text{Donc } Z = 5,79 \text{ m}$$

✓ **Détermination de V et y_1**

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

$$V = \sqrt{2g \times \left(0,9 \left(H + h + \frac{V_0^2}{2g}\right) - y_1\right)} \quad \text{et } V = \frac{q}{y_1}$$

On aboutit à :

$$y_1 = 0,12 \text{ m et } V = 10 \text{ m/s}$$

✓ **Nombre de Froude F**

$$F = \frac{V}{\sqrt{gy_1}} = \frac{10}{\sqrt{9,8 \times 0,12}} = 6,51$$

$F = 6,51$

Conclusion : $F > 4,5$ et $V < 15$ m/S nous aurons un bassin de dissipation de type II

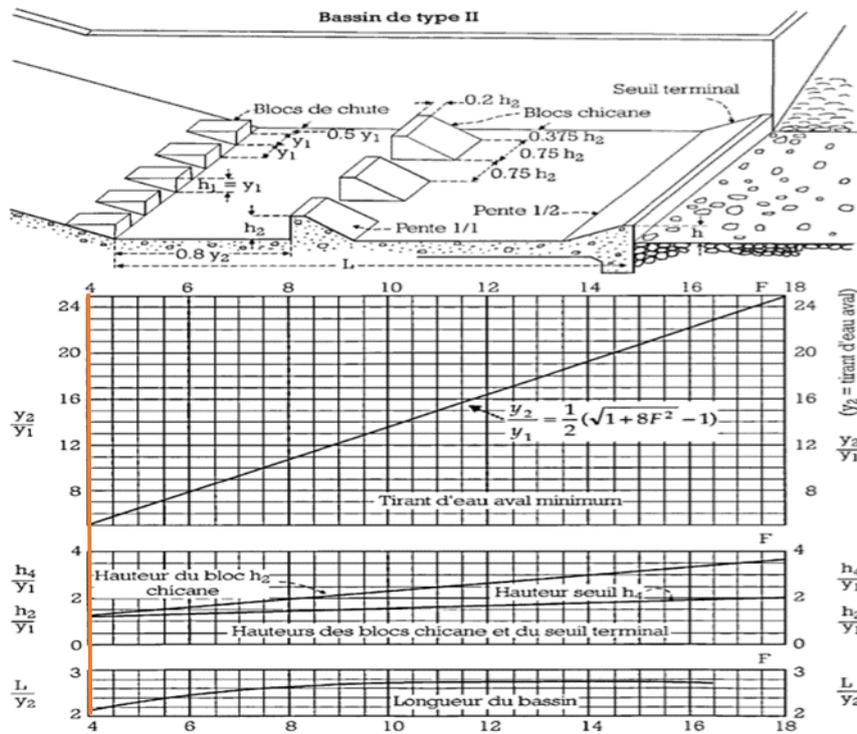


Figure 13: abaque pour détermination des paramètres du bassin de dissipation

✓ Tirant d'eau y_2

y_2 sera déterminé à partir du calcul suivant

$$Y_2 = \frac{Y_1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F^2} - 1 \right); y_2 = 1,04 \text{ m}$$

✓ Longueur L_b du bassin de dissipation

L_b sera déterminée par la lecture sur un abaque du ratio en fonction du nombre de Froude :

$$L_b/y_2 = 2,6$$

Ainsi : $L_b = 2,57$ m soit $L_b = 3$ m,

Fr	y_2 (m)	L/y_2	L_b (m)	L_b retenu (m)
6,5	1,04	2,6	2,57	3
Type de bassin de dissipation : Bassin de type II				

Fr	Hauteur : h1 (cm)	Largeur de la base : b1 (cm)	Espacement : e (cm)
6,5	12	12	12
h1=b1=e= y1			

Fr	Y1 (cm)	h2/ Y1	penne	Hauteur : h2 (cm)	Largeur : l (cm)	Espacement : e (cm)
6,5	12	1,9	1/1	25	18	18
Formule de calcul utilisé :						
h2= 1,5*Y1 ; l= 0,75*h2= e ; ec= 0,2*h2						

Fr	y1 (m)	h4/y1	penne	Hauteur : h4(cm)
6,5	0,12	1,4	1/2	17

Détermination de la revanche du bassin de dissipation

$$R_{bassin} = 0,1 \times (y_2 + V) = R_{bassin} = 0,1 * (1,04 + 10) = 1,10,$$

6,5, Protection aval du bassin

Le bassin ne dissipe que 75% de l'énergie de l'eau, il faut donc protéger l'aval avec des enrochements et/ou gabions sur une certaine distance,

Tableau 40: calcul de l'enrochement aval du bassin de dissipation

Vitesse du début d'entraînement	Ve (m/s)	$0,8 \leq V_e \leq 1,2$	1
Diamètre minimum des enrochements nécessaires	D (m)	Fonction de Ve par abaque	0,1
Épaisseur de la couche d'enrochement	E	$E \geq 3*D$	0,4
Longueur à protéger	L _{protection}	$L_p \geq 2*L_{bassin}$	6

Chenal d'évacuation et coursier

La formule de Manning strickler a été utilisée pour dterminer le tirant d'eau dans le chenal et le coursier

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

Logitiel civil 3D donne la valeur de la hauteur d'eau normale et la profondeur critique dans les ouvrages à dimensionner

✓ Chenal d'évacuation

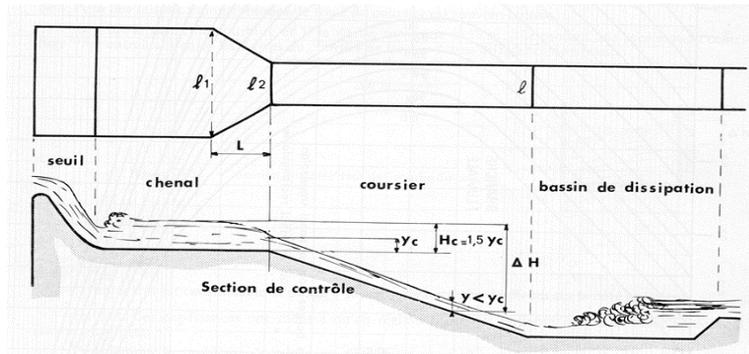
Désignation	Caractéristiques
Nature	Rectangulaire en béton lisse avec joint
Largeur L (m)	20
Débit Q (m3/s)	24
Coefficient de Manning Strickler K	75
Pente du chenal I (‰)	6
Profondeur critique Yn (m)	0,55
Profondeur normale Yc (m)	0,53

✓ Coursier

Désignation	Caractéristiques
Nature	Rectangulaire en béton lisse avec joint
Largeur L (m)	10
Débit Q (m3/s)	24
Coefficient de Manning Strickler K	75
Pente du chenal I (%)	4
Profondeur critique Yn (m)	0,53
Profondeur normale Yc (m)	0,53
Longueur convergent (m) :Lc	25
Revanche (m) :R	1

Avec :

$$L_c = 2,5 (l_1 - l_2) ; R = 0,6 + 0,05 * V * \sqrt[3]{Y_c}$$



ANNEXE 6 : DIMENSIONNEMENT DE L'OUVRAGE DE PRISE

✓ Conduite

La prise du barrage permettra la vidange partielle ou complète de la retenue en fonction du besoin (manœuvre à faire dans le cadre des réparations ou autres choses nécessitant une vidange partielle ou total), De même, Il sera combiné avec l'ouvrage de prise d'irrigation, Le débit dans la conduite est obtenu par la relation suivante :

$Q = C * S \sqrt{2g\Delta H}$	<p>Q : débit évacué (ou prélevé) en m³/s S : section de la galerie = $\pi D^2/4$ m² g : accélération de la pesanteur en m/s² H : la charge d'eau au-dessus de l'orifice en m C: coefficient de contraction = 0,8</p>
-------------------------------	---

Ainsi, en fonction des différente charge au-dessus de l'orifice variant de h=4,5m à 0,2m et ausi des pertes de charges ; le calcul donne D = 600 mm

Nous adopterons une conduite en fonte de diamètre nominale DN = 800 mm ce choix est fait dans l'optique de faciliter les travaux de maintenance de la conduite de vidange,

✓ Les écrans de Lane

Plusieurs méthode permettent de Lutter contre la formation des renards dans les barrages la méthode utilisé dans notre études est celle qui consiste à réduire la force volumique visqueuse, c'est-à-dire à réduire la valeur du gradient hydraulique, donc à allonger les lignes d'écoulement, la règle de Lane doit être vérifier à cette effet :

$$\frac{1}{3}L_h + \sum L_v \geq CH$$

Désignation	valeurs
Lh(m)	53
$\sum L_v$ (m)	7,3
C (Argile)	3
H(m)	8,33

✓ **Bassin de type impacte**

Permet d'atténuer le Choc incident sur un écran vertical à la sortie d'un coursier ou d'une conduite en charge,

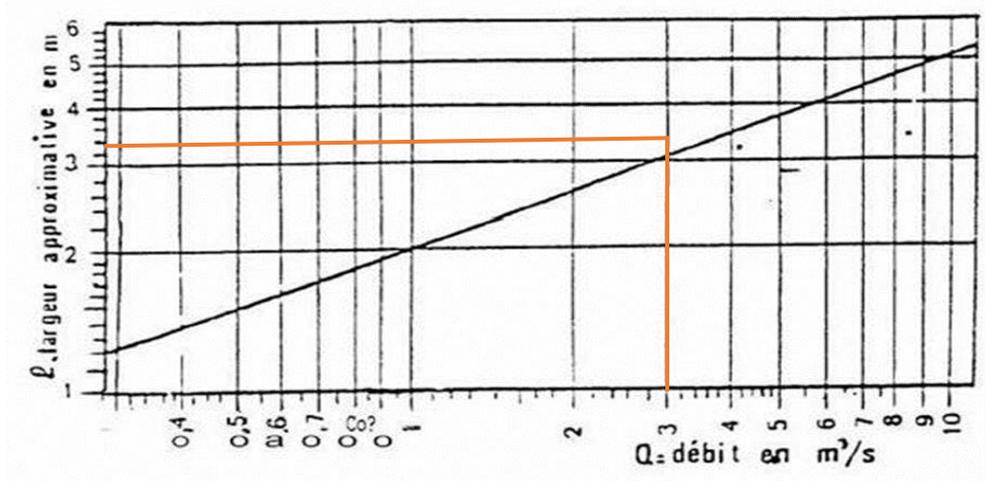


Figure 14: Abaque de dimensionnement bassin de type impacte

Ont retiens $l=3m$

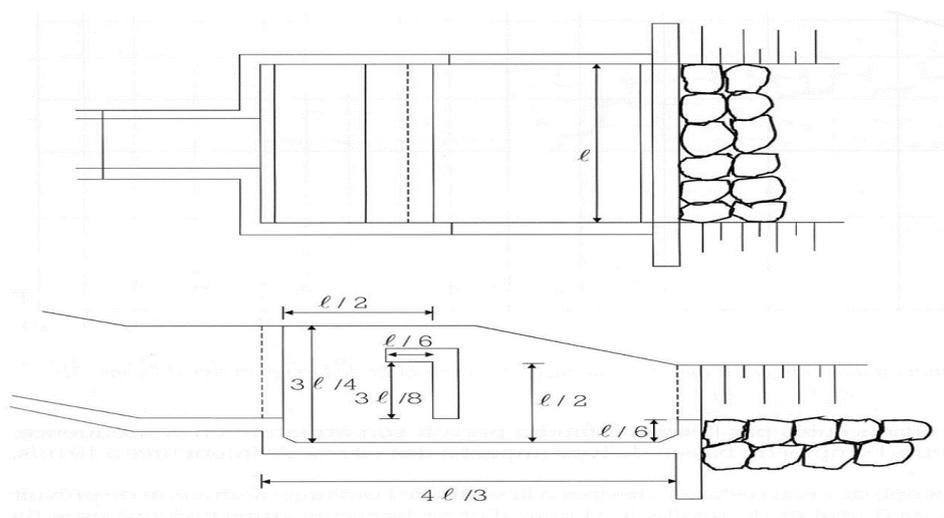


Figure 15: Formulaire de dimensionnement bassin de type impact

ANNEXE 7 : CONCEPTION ET DIMENSIONNEMENT DE LA DIGUE

Calcul de la revanche

$$R = A \left[h_v + \frac{v_v^2}{2g} \right] \text{ avec } g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} [f(Km)^{0,5}]$$

Après mesure avec le logiciel ARGIS nous estimons le Fetch $f(Km) = 3 \text{ km}$

$$\text{AN: } h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} [1,9^{0,5}] \text{ Méthode de MALLET ET PAQUANT}$$

$$h_v = 0,9 \text{ m}; \quad v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v \text{ d'où } v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} 0,9 = 2,1 \text{ m/s}$$

$$v_v = 1,5 + 2 * h_v \text{ Méthode de STEVENSON}$$

$$\text{AN: } v_v = 1,5 + 2 * 0,79, \quad v_v = 3,09 \text{ m/s}$$

$$\text{AN: } R = 0,75 \left[0,9 + \frac{2,1^2}{2 \times 10} \right] \text{ Ce qui donne : } R = 1,2 \text{ m}$$

On prendra une revanche de $R = 1,2 \text{ m}$

$$H_b = H_r + 1,2 + 0,5 \text{ d'où } H_b = 10,3 \text{ m}$$

La largeur en crête de la digue

Formule de KNAPPEN

$$L_c \text{ (m)} = 1,65 \times [H_b \text{ (m)}]^{1/2}$$

$$\text{AN: } L_c \text{ (m)} = 1,65 \times [10,3]^{1/2}$$

$$L_c \text{ (m)} = 5,22$$

Formule de PREECE

$$L_c \text{ (m)} = 1,1 \times [H_b \text{ (m)}]^{1/2} + 1$$

$$L_c \text{ (m)} = 1,1 \times [10]^{1/2} + 1$$

$$L_c \text{ (m)} = 4,48$$

De ces deux formules empiriques pour le calcul de la réhabilitation de la Largeur en crête nous retenons une largeur en crête **Lc = 5 m**

La largeur en base

$$Lb(m) = Lc + 2 * X1 \quad \text{Avec } X1 = Hb / \tan \alpha$$

$$Lb(m) = 53,25 \text{ m}$$

Protection des talus

Les talus amont et aval seront protégés par des moellons latéritiques,

❖ Calcul de l'épaisseur de la couche de protection

$$e = 1,5 \times D_{50} \text{ avec } D_{50} = f(h_v)$$

Le tableau suivant nous donne les valeurs de D_{50} en fonction de la hauteur des vagues h_v calculée plus haut ($h_v = 0,9 \text{ m}$)

h _v (m)	D ₅₀ (m)
[0 ; 0,3]	0,2
[0,3 ; 0,6]	0,25
[0,6 ; 1,2]	0,3
[1,2 ; 1,8]	0,4
[1,8 ; 2,4]	0,45

On a $h_v = 0,9 \text{ m}$ qui est compris entre [0,6 ; 1,2] donc $D_{50} = 0,3 \text{ m}$

$$AN: e = 1,5 \times 0,3 ; e = 0,45 \text{ m}$$

On va retenir e = 0,45 m pour les protections amont en moellons latéritiques cimentés

❖ Evaluation du poids des enrochements par la formule de Hudson

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

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

Avec $K_p = 5$, $\alpha = 31,30^\circ$ et $h_v = 1,077 \text{ m}$

Pour les moellons $\rho = 2650 \text{ kg/m}^3$ et $d = 2,65$

$$\text{AN: } P = \frac{2650 \times 0,9^3}{[5 \times \text{tg}^{-1}(31,30)][2,65 - 1]^3}$$

$$P = 29,95 \text{ kg}$$

Estimation du débit de fuite

Le débit de fuite est estimé par la formule suivante :

$$q = K_{ar} \times y_o \text{ avec } K_{ar} = 10^{-9} \text{ m/s}$$

Déterminons y_o en utilisant l'équation de la parabole de KOZENY :

$$y_o = (H_r^2 + d^2)^{0,5} - d$$

$$H_r = 8,33 \text{ m}$$

$$\text{On utilisera un drain horizontal de longueur } Ld = \frac{Lf}{4} \rightarrow Ld = \frac{53,25}{4} = 13,31 \text{ m}$$

$$X = Lf - Ld = 53,25 - 13,31 \rightarrow X = 39,93 \text{ m}$$

$$d = X - 0,7 \times (2H_r) = 39,93 - 0,7 \times (2 \times 8,33) \rightarrow d = 47,41 \text{ m}$$

$$y_o = (8,33^2 + 47,41^2)^{0,5} - 47,81 \rightarrow y_o = 0,72 \text{ m}$$

$$q = 10^{-9} \times 0,72 = 7,2 * 10^{-10} \text{ m}^3/\text{s}$$

Le débit de fuite

Calcul de l'épaisseur du drain

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

$$e = 2 \sqrt{\frac{q \times Ld}{Kd}}$$

On utilisera pour le drain du sable grossier ($Kd = 10^{-5} \text{ m/s}$)

$$\text{AN: } e = 2 \sqrt{\frac{9 * 10^{-10} \times 13,31}{10^{-5}}} = 0,058 \text{ m} = 5,8 \text{ cm}$$

On prendra une épaisseur de 6 cm pour le drain,

ANNEXE 8 : LES RESEAUX D'IRRIGATION ET DE DRAINAGE

✓ Le réseau d'irrigation et de drainage

Le dimensionnement des réseaux d'irrigation et de drainage est fait à partir de la formule de Manning- Strickler ci-dessous:

$$y = \left(\frac{Q}{K_s \cdot 10^{0.5}} \right)^{3/5} \left(\frac{b + 2y\sqrt{1+m^2}}{b + my} \right)^{2/5}$$

Avec : Q : débit transité par le canal en m³/s

S : section mouillée du canal en m²

R : rayon hydraulique en m

I : pente longitudinale du canal en pm

y : tirant d'eau dans le canal

m: pente des talus

b: largeur au plafond du canal en m

K_s : coefficient de Manning

✓ **Le débit de dimensionnement des canaux**

Canaux secondaires : Les canaux secondaires sont dimensionnés à la main d'eau, 20l/s,

Canaux primaires : Le débit de dimensionnement de chaque canal primaire est la somme des débits des canaux secondaires qu'il alimente,

✓ **Le débit de dimensionnement des drains primaires**

Les débits décennaux des drains primaires sont déterminés par la méthode déterministe de l'ORSTOM avec les paramètres suivant :

Tableau 41: caractéristique bassin versant des Drains Principaux

Paramètres de calcul du débit de cru	Symbole	Unités	DL ₁	DL ₂	DL ₃	DL ₄
Surface du bassin versant	S	Km ²	71	8	5	7
Classe de relief		-	R3	R3	R3	R3
Pluie annuelle	P	mm	1189	1189	1189	1189

Le coefficient d'abattement	A	-	0,79	0,89	0,92	0,90
Le coefficient de pointe de la crue décennale	α_{10}	-	2,6	2,6	2,6	2,6
Coefficient de ruissèlement décennal	K_{r10}	-	15,81	17,25	30	24
Temps de base pour crue décennale	T_{b10}	min	1823	455,33	524	417
Hauteur de pluie décennale	P10	mm	99,3	99,3	99,3	99,3
Volume ruisselé de la crue décennale	V_{r10}	m ³	887135,95	123315,12	137603,46	156713,77
Volume moyen ruisselé durant le temps de base	Q_{m10}	m ³ /s	8,10	4,51	4,37	6,25
Débit de la crue décennale	Q10	m ³ /s	21,72	11,075	11,15	17,22

En plus de ces débits les drains principaux draine aussi les débits provenant des drains secondaires, Le drain principale 1 sert de canal pour alimenter les PFE

✓ Le débit de dimensionnement des drains secondaires

Les drains parcellaires (secondaires) doivent évacuer la pluie maximale journalière décennale pendant un temps maximum égal à la durée de submersion admissible de la culture prise ici égale à 24h, pour le maraicher (situation la plus défavorable), Le débit spécifique des colatures est donné par la formule suivante:

$$q_s = \frac{P_{10}}{t}$$

q_s en l/s/ha

P10 en mm

t en heure

$$q_s = \frac{99,3}{25 \times 0,36} = 11,49 \text{ l/s/ha}$$

Les débits évacués par les différents drains secondaires sont calculés en multipliant ce débit

Spécifique par la superficie maximale assainie par chaque drain,

Chaque drain secondaire assainie une superficie maximale de 2 ha d'où le débit de dimensionnement des drains parcellaire qui est de $11,49 \times 2 = 22,98$ l/s on adopte un débit de 25l/s,

ANNEXE 9 : OUVRAGES D'IRRIGATION

✓ Les prises sur les canaux primaires d'irrigation

Les prises sur les canaux d'irrigation sont dimensionnées pour dériver un débit égal à la main d'eau, Le dimensionnement des conduites est basé sur la formule des orifices

$$Q = CS * \sqrt{2g\Delta H^{\frac{1}{2}}} \text{ avec ;}$$

C : coefficient de débit = 0,8

S : section de l'orifice (m²)

g: accélérateur de pesanteur= 9,8m²/s

ΔH : différence de niveau d'eau amont-aval dans le canal (m) ainsi

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{C \cdot \pi \cdot \sqrt{2g\Delta H^{\frac{1}{2}}}}}; Q = 25 \text{ l/s et } \Delta H = 0,17$$

✓ Les prises parcellaires d'irrigation

Les prises sur les canaux secondaires sont effectuées à l'aide de puits de fond,

Hypothèse: dénoyé avec prélèvement de 10 l/s,

Le diamètre du puits est déterminé à partir de la formule de suivantes:

$$Q = CS * \sqrt{2gh} \text{ Avec}$$

C : coefficient de contraction = 0,62

S : section de l'orifice (m²)

h : charge sur l'orifice (m) ; h = y-D/2 et y=0,14m

✓ **Les seuils**

Les seuils assurant un niveau d'eau constant au droit des prises dans les canaux primaires sont dimensionnés par la formule suivante:

$$Q = ml\sqrt{gh^3} \quad \text{avec,}$$

Q : débit franchissant le seuil en m³/s

m: coefficient de débit (m= 0,4)

l: longueur du seuil déversant (m)

h: charge au-dessus du seuil (m)

g: accélérateur de la pesanteur (g= 9,81 m/s²)

ANNEXE 10: LES PRISES AU FIL DE L'EAU (PFE)

✓ **Conception hydraulique**

La conception hydraulique est étroitement liée au débit d'irrigation à mobiliser par la PFE, Le débit d'équipement est égal au produit de la main d'eau (25l/s) par le nombre de quartiers hydrauliques dominés par la PFE considérée, Les prises d'eau à la PFE qui alimentent les canaux primaires sont constitués de canaux à section rectangulaire en béton,

✓ **Conception hydrologique**

Le débit de crue considérée est celui utilisé pour le dimensionnement des drains principaux, Au passage de ces crues, les madriers constituant le seuil sont supposés être entièrement enlevés,

✓ **La stabilité de la PFE**

La pérennité de la PFE est en majeure partie liée à leur stabilité, L'étude de stabilité revient à déterminer les épaisseurs des murs et des dalles à mettre en œuvre ainsi que l'ancrage nécessaire pour éviter les phénomènes de renard, La règle de LANE devra alors être vérifiée,

✓ **Cote maximale du seuil**

hauteur maximale du seuil est déterminée en traduisant la conservation de la charge dans la section d'entrée du canal :

$$h = y + \frac{V^2}{2 * g} + \Delta H$$

avec :

h : charge à l'amont du seuil ramenée au droit du canal, en m

y : tirant d'eau dans le canal, en m

V : vitesse de l'eau dans le canal, en m/s

g : accélération des pesanteur (9,81 m/s²)

ΔH : Perte de charge au départ du canal,

En supposant que les pertes de charges représentant 10% de la charge totale, on a :

$$h = 1,1 * \left(y + \frac{V^2}{2 * g} \right)$$

La charge totale de l'eau d'eau en amont de la PFE et au droit du canal est déterminée par :

$$H_t = Z_r - Z_f + h$$

Avec :

Z_r : cote radier du canal

Z_f : cote radier de la PFE

✓ **Dimensionnement des départs canaux**

Les dimensions des départs canaux sont fixées par la formule :

$$b = \frac{q}{y * \sqrt{2 * g * (h - y)}}$$

Avec :

b : la largeur du départ canal (m)

q : débit du canal (m³/s)

y : le tirant d'eau dans le canal (m)

g : constance d'accélération (9,81 m/s²)

h : charge à l'amont du seuil ramenée au droit du canal (m)

✓ Tranchée d'ancrage

Les para-fouilles sont dimensionnées suivant la règle de LANE, énoncée comme suit :

$$L_V + \frac{1}{3} * L_h \geq C * H \text{ Soit } d = \frac{L_V}{2} = \frac{C * H - \frac{L_h}{3}}{2}$$

Avec :

L_v : Longueur des cheminements verticaux (m)

L_h : Longueur des cheminements horizontaux (m)

H : hauteur d'eau en amont du déversoir (m)

C : coefficient qui dépend de la nature du terrain (C=3)

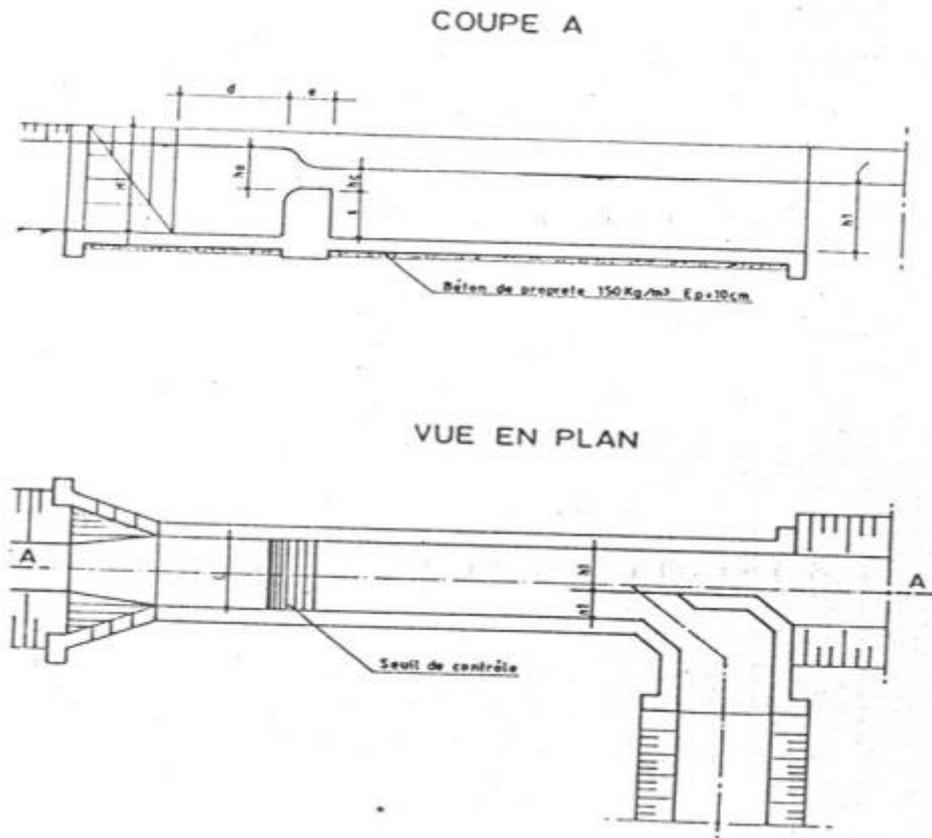
d : la profondeur de para-fouille en considérant un seul ancrage (m)

ANNEXE 11 : LE PARTITEUR

Pour dimensionner le partiteur il faudra calculer les paramètres hydrauliques suivants:

- Perte de charge : $\Delta h \geq h_c$
- Débit unitaire : $q = Q / L$ avec L: longueur seuil de contrôle,
- Charge critique : $h_c = (q^2 / g)^{1/3}$
- Coefficient de débit : $0,38 < m < 0,41$
- Charge sur seuil : $h = 3/2 h_c$
- Les dimensions à déterminer dans un partiteur de débit sont:
- épaisseur seuil : $e = 3,5 h_c$,
- Hauteur du seuil de contrôle : $S = 1,5 h_c$

- La longueur de seuil de contrôle est fixée de façon à avoir une hauteur critique pratique ($L = 10, h_c$),



ANNEXE 12 : CARACTERISTIQUE DES CANAUX SECONDAIRES

Source	canal primaire	canal		Q(l/s)	l (pm)	b(m)	Yn (m)	R(m)	H(m)	v(m/s)	long
		secondaire									
prise de barrage	CP1-RG	CS1		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	442
		CS2		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	527,04
		CS3		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	607,93
		CS4		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	651,37
		CS5		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	420,29
		CS6		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	363,06
		CS7		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	38,97
		CS8		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	342,28
		CS9		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	371,97
		CS10		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	368,95
		CS11		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	149,5
		CS12		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	154,82
		CS13		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	139,46
		CS14		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	87,83
	CP2-RD	CS1		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	133,8
		CS2		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	127,35
		CS3		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	145,6
		CS4		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	179,75
		CS5		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	206,52
		CS6		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	240,64
		CS7		25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	96,77

PFE1	CP3-RG	CS1	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	134,36
		CS2	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	228,2
		CS3	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	309,59
		CS4	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	292,23
		CS5	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	261,24
		CS6	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	256,97
		CS7	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	412,42
		CS8	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	202,74
		CS9	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	168,08
		CS10	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	403,56
		CS11	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	646,71
		CS12	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	1205,58
		CS13	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	396,86
	CP4-RD	CS1	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	50,22
		CS2	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	70,02
		CS3	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	132,74
		CS4	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	409,61
		CS5	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	377,35
		CS6	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	583,02
		CS7	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	360,48
		CS8	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	415,46
		CS9	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	518,22
		CS10	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	642,25

		CS11	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	595,88
		CS12	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	263,38
PFE2	CP5-RG	CS1	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	102,35
		CS2	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	119,64
		CS3	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	143,914
		CS4	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	170,89
		CS5	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	226,19
		CS6	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	177,32
		CS7	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	121,86
		CS8	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	83,56
		CS9	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	177,86
		CS10	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	161,16
		CS11	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	122,02
		CS12	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	87,24
		CS13	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	83,77
		CS14	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	143,56
		CS15	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	151,7
		CS16	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	148,24
		CS17	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	164,59
		CS18	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	232,66
		CS19	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	216,3
		CS20	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	200,14
	CP6-RD	CS1	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	44,35

	CS2	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	65,04
	CS3	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	95,6
	CS4	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	143,71
	CS5	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	163,02
	CS6	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	80,86
	CS7	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	89,62
	CS8	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	107,85
	CS9	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	80,39
	CS10	25	3	0,3	0,14	0,16	0,3	0,38	65,2

ANNEXE 13 : CARACTERISTIQUE DES DRAINS SECONDAIRES

Canaux	Drains	Q(l/s)	I (pm)	b(m)	Yn (m)	R(m)	H(m)	v(m/s)	long
CP1	DS1	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	389,59
	DS2	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	480,42
	DS3	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	567,69
	DS4	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	633,87
	DS5	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	755,5
	DS6	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	370,51
	DS7	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	142,85
	DS8	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	132,56
	DS9	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	112,32
	DS10	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	112,33
	DS11	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	133,21
	DS12	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	141,32
	DS13	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	148,66
	DS14	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	159,5
	DS15	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	117,47
	DS16	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	52,59
CP2	DS1	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	133,8
	DS2	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	140,27
	DS3	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	126,45
	DS4	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	164,09
	DS5	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	189,86
	DS6	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	250,8
	DS7	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	138,24
	DS8	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	39,92
CP3	DS1	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	80,54
	DS2	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	184,73
	DS3	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	274,95
	DS4	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	308,1
	DS5	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	271,4
	DS6	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	260,6
	DS7	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	251,68
	DS8	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	388,06
	DS9	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	190,66
	DS10	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	135,15
	DS11	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	501,07
	DS12	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	871,85
	DS13	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	738,56
	DS14	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	172,66
	DS15	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	127,23

CP4	DS1	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	28,95
	DS2	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	70,68
	DS3	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	119,34
	DS4	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	616,55
	DS5	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	371,51
	DS6	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	286,64
	DS7	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	460,4
	DS8	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	369,14
	DS9	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	461,64
	DS10	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	569,74
	DS11	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	654,69
	DS12	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	413,65
	DS13	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	79,61
CP5	DS1	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	54,45
	DS2	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	131,12
	DS3	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	121,55
	DS4	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	161,16
	DS5	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	203,39
	DS6	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	207,03
	DS7	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	147,37
	DS8	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	99,78
	DS9	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	177,24
	DS10	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	175,77
	DS11	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	141,56
	DS12	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	103,58
	DS13	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	74,78
	DS14	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	107,5
DS15	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	155,49	
DS16	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	149,47	
DS17	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	148,41	
DS18	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	198,47	
DS19	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	225,23	
DS20	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	208,46	
DS21	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	128,41	
CP6	DS1	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	37,27
	DS2	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	53,44
	DS3	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	79,11
	DS4	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	115,9
	DS5	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	186,45
	DS6	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	124,32
	DS7	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	139,09
	DS8	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	82,33

DS9	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	115,9
DS10	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	93,51
DS11	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	72,25
DS12	25	3	0,2	0,17	0,13	0,3	0,34	60,38

ANNEXE 14 : Notice d'impact environnemental et social

Identification des impacts potentiels

L'identification des impacts probables du projet vise à décrire les relations entre le projet et les impacts des activités lors des différentes phases du projet et le milieu récepteur, la matrice de LEOPOLD permet mieux déterminés les types d'impacts que créent les activités du projet sur le milieu récepteur, Les paramètres de notre matrice sont :

Effet	Effet positif	Effet négatif	Effet nul	Les deux effets
Symbole	+	-	0	+ -

Tableau 42: Matrices d'identification des impactes

SOURCE D'IMPACT/ DESCRIPTION DES ACTIVITES	MILIEU BIOPHYSIQUE								MILIEU HUMAIN							
	AIR	EAU	SOLS	VEGETATION	FAUNE	PAYSAGE	SEDIMENTATION	CLIMAT SONORE	OCCUPATION DES SOLS	SANTE- SECURITE	QUALITE DE VIE	AGRICULTURE/ELEVAGE	PECHE	COMMERCE	EMPLOI	INFRASTRUCTUR
PHASE DE CONSTRUCTION																
Installation du chantier	-	0	-	-	-	-	0	-	0	0	+	0	0	+	0	+
Recrutement de personnel et sa base de vie	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-	+	0	0	+	+	0
Débroussaillage abattage, déboisement dans l'emprise du projet	-	0	-	-	-	-	0	0	0	-	0	-	0	0	+	-
Terrassement sur l'emprise du projet	-	-	-	-	-	0	0	-	0	-	0	-	-	0	+	0
Création et exploitation des emprunts et carrières	-	0	-	-	-	-	-	-	0	-	0	0	0	0	+	0
Transport et circulation liée aux activités de chantier	-	-	0	0	-	0	0	-	0	-	-	0	0	+	0	-
Réalisation de l'évacuateur de cru et des ouvrages d'irrigation (préparation et mise en œuvre de bétons pour les ouvrages de Repli du chantier (restauration des zones d'emprunts)	-	-	-	0	0	0	0	-	0	-	0	0	0	+	+	+
	-	0	+	+	+	+	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0
PHASE D'EXPLOITATION																
Mise en eau du barrage	+	+	+	+	+	+	-	0	-	-	0	0	0	0	+	-
Exploitations diverses de l'eau du barrage	0	-	-	0	-	0	-	0	0	-	+	+	+	+	+	0
Exploitation des infrastructures sur les périmètres irrigués	0	0	-	0	0	0	0	+	+	-	+	+	+	+	+	+
Circulation sur la digue	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	+	0	0	0	0	-
Présence d'animaux transhumant autour du barrage et des périmètres	0	-	0	-	0	-	0	0	0	0	0	+-	0	0	0	0

Evaluation des impacts potentiels

La grille d'évaluation de FECTEAU a été utilisée comme outils de synthèse résumant l'importance des impacts, Elle permet d'évaluer l'importance de l'impact, Le tableau ci-dessous présente la synthèse des caractéristiques des impacts du projet,

Tableau 43:Matrice de caractérisation d'évaluation de FECTEAU

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

Tableau 44: Evaluation des impacts environnementaux et sociaux

Milieu affecté	Impacts identifiés	Evaluation de l'importance des impacts				
		Catégorie d'impact	Intensité	Etendue (portée géographique)	Durée	Importance
PHASE D'INSTALLATION ET DES TRAVAUX						
Milieu biophysique						
Sols	Accélération de l'érosion et risques de contaminations par les produits chimiques	Négatif	Faible	Ponctuelle	Courte	Mineure
Air et climat sonore	Pollution atmosphérique et sonore	Négatif	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Eaux de surface et eaux souterraines	Contaminations des eaux par polluants (poussière et utilisation de produit	Négatif	Moyenne	Locale	Moyenne	Moyenne
Végétation	Destruction de la végétation	Négatif	Faible	Ponctuelle	Courte	Mineure
Faune	Perturbation et Destruction des habitats de la faune	Négatif	Faible	Ponctuelle	Moyenne	Mineure
Milieu humain						
Cadre de vie	Production de déchets constitués de gravats et de débris végétaux	Négatif	Faible	Ponctuelle	Courte	Mineur
Bruits	Nuisances sonores liées aux engins produisant grands bruits	Négatif	Moyenne	Ponctuelle	Moyenne	Moyenne
Santé, Sécurité de la population riveraine des ouvriers	Nuisances de plusieurs forme , maladies respiratoires dues aux gaz d'échappement et à la poussière et accident de travail ,	Négatif	Forte	Locale	Courte	Majeur
Activités agropastorales	Inondation des terres entraînent une Pertes de superficies cultivables et de pâturages pour les animaux	Négatif	Moyenne	Locale	Moyenne	Majeure
Emploi et commerce	Création d'emploi et développement des activités commerciales avec l'installation de l'entreprise	Positif	Moyenne	Locale	Courte	Moyenne
PHASE D'EXPLOITATION						
Milieu biophysique						
Sols	Modification de la dynamique physico-chimique des sols	Négatif	Faible	Locale	Longue	Moyenne

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

Eaux de surface et eaux souterraines	Disponibilité d'une grande quantité d'eau pour les besoins agricoles et animal, recharge de la nappe phréatique	Positif	Forte	Locale	Longue	Majeure
Végétation	Mort de la végétation naturelles et des plantations ne supportant pas l'immersion prolongée,	Négatif	Faible	Locale	Longue	Moyenne
Faune	Recolonisation du site par la faune aquatique (batraciens, insectes, crocodiles etc), Disponibilité de l'eau pour les animaux sauvages	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Milieu humain						
Santé, sécurité des populations	Développement des maladie hydrique, risque de Noyade, développement des insecte dut a l'eau stagnante (moustique) pouvant favorisé des maladie transmise par ces insectes	Négatif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Activités agropastorales	Développement et intensification des activités agropastorales sur toute l'année	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Emploi et commerce	Apparition des contrats d'ouvriers agricole à temps partiel, augmentation de la production suivie d'un approvisionnement des marchés pour le commerce	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Pêche	Développement de la pêche avec la présence de la retenue et des étangs	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Conditions de vie des femmes rurales et les groupes vulnérables	Amélioration des conditions des femmes avec les activités génératrices de revenus qu'elles pourront menées,	Positif	Moyenne	Locale	Longue	Moyenne
Infrastructures et/ou foncier	Destruction et/ou inondation des logements Perte des domaines fonciers	Négatif	Fort	Locale	Longue	Majeure

Plan de gestion environnementale et sociale (PGES)

Le PGES est constitué d'une série de mesures visant à atténuer les impacts négatifs et optimiser les impacts positifs du projet, Il prend en compte : la synthèse des impacts avec une présentation des mesures proposées, des activités à mettre en œuvre, des acteurs de cette mise en œuvre, des indicateurs ainsi que les acteurs de suivi,

Tableau 45: Mise en œuvre des mesures environnementales

Milieu Récepteur	IMPACTS	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif de l'action	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Calendrier d'exécution	Indicateur de suivi
Milieus biophysique							
Air/Micro climat	-Emission de poussière ; -Emission de gaz d'échappement (CO ₂)	-Arrosage régulier des voies d'accès au chantier et à la traversée des agglomérations ; -visite technique régulier des véhicules et engins du chantier,	Minimiser la dégradation de la qualité de l'air pendant les travaux	Entreprise	-Mission de Contrôle (MDC) -Comité de surveillance	Début et pendant les travaux	-Le chantier et la traversée des agglomérations sont arrosés -Les véhicules et engins sont peu polluants
Sols	-Erosion et tassement du sol ; -Pollution par les hydrocarbures et produit chimique agricole ;	-Remise en état des zones d'emprunt et de carrières ; -Gestion des déchets solides et liquides - utilisation de produit chimique agricole certifié	-Réduire les risques de pollution des sols,	Entreprise et Population d'exploitant	-MDC -Comité de surveillance -direction de l'agriculture	Pendant et après les travaux	-les zones d'emprunt sont remises en état ; -existence d'un plan de gestion des déchets de l'entreprise, -utilisation des produits

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

Milieu Récepteur	IMPACTS	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif de l'action	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Calendrier d'exécution	Indicateur de suivi
Eaux de surface et souterraines	-Risque de pollution par les matières en suspension et les hydrocarbures ;	- collecte et destruction des déchets solides et liquides; -mise en place un comité de gestion du barrage (CGB); -sécurisation d'un périmètre de protection des berges du barrage qui sera reboisé ;	-Réduire la pollution des eaux -minimiser les risques d'envasement précoce de la retenue ;	-Entreprise, - exploitant du barrage et du périmètre	MDC Comité de surveillance CGB Mairie	Début, pendant et après les travaux	-existence d'un comité de gestion du barrage ; -Un périmètre de protection des berges du barrage existe et est reboisé
Végétation	-Destruction du couvert végétal ;	- Reboisement compensatoire dans les zones d'emprunts ;	-Réduire la destruction du couvert végétal	-Entreprise, -Populations bénéficiaires ;	MDC -Comité de surveillance	Pendant et Après travaux	-Les arbres sont plantés et entretenus le long de la piste rurale, dans les zones d'emprunt
Faune/ animaux domestiques	-Mort des animaux ; -Destruction de l'habitat faunique ;	-Interdiction de la chasse pour le personnel du chantier, -la limitation de vitesse à 30Km/h sur le chantier ;	-Eviter le braconnage -Minimiser les risques de collisions	-Entreprise, -Exploitant du barrage et du périmètre,	MDC -Comité de surveillance	Pendant et après les travaux	- circulation des engins à une vitesse réduite,
Milieu humain							

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

Milieu Récepteur	IMPACTS	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif de l'action	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Calendrier d'exécution	Indicateur de suivi
Infrastructures et fonciers	-Destruction et/ou inondation des logements et/ ou village -Perte des domaines fonciers	- Mise en place d'un plan de dédommagement pour perte de foncier -Mise en place d'un plan de réinstallation habitations inondées	Faciliter la résilience de la population face à la modification leur système de vie et de production	Entreprise, -Populations bénéficiaire Minader	MDC Comité de surveillance Minader	Dès le début des travaux	Des nouveaux logements mis à la disposition des populations déplacées Les propriétaires terriens Disposent de nouveaux champs
Sécurité / Santé	-Nuisance auditif et émission de poussière ; -Développement de maladies hydriques (paludisme, bilharzioses) ; -Risque d'accident de travail ou de circulation,	-Interdiction de l'accès des chantiers sans EPI ; -Limitation la vitesse à 30 km/h - sensibiliation sur les maladies liées à l'eau et les bonnes pratiques pour les éviter -Installer des balises et panneaux de signalisation à endroits dangereux ; -Doter la main d'œuvre d'équipements de protection individuel (EPI) et veiller à leur utilisation effective ; - Arrosage des chantiers et à la traversée des agglomérations	-Réduire le risque d'accident de travail et de circulation ; -Maintenir le personnel en bonne santé pour Minimiser le risque de transmission des maladies	- Entreprises -Prestataires de service ; -District sanitaire de la commune	MDC -Comité de surveillance	Dès le Début des travaux pendant les travaux et après les travaux en phase d'exploitation	- le nombre d'accidents sur les chantiers est faible -les balises et panneaux de signalisation sont implanté ; -le personnel est doté EPI ; - PV de sensibilisation des populations bénéficière et des ouvriers sont élaboré -les voies d'accès au chantier sont arrosées fréquemment

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

Milieu Récepteur	IMPACTS	Action d'atténuation/ Bonification	Objectif de l'action	Acteurs de mise en œuvre	Acteur de suivi	Calendrier d'exécution	Indicateur de suivi
Population	<ul style="list-style-type: none"> -Conflits potentiels entre utilisateurs de l'eau du barrage (agriculteurs et éleveurs) ; -Risque de noyade ; -Risque de contamination aux IST (VIH/SIDA) ; 	<ul style="list-style-type: none"> -Sensibiliser les populations riveraines sur les risques de noyade ; - Mettre en place un comité de gestion du barrage ; - Sensibilisation les populations et le personnel du chantier sur les IST/SIDA 	<ul style="list-style-type: none"> -Réduire le risque de noyade des enfants ; -réglementer l'accès au barrage et réduire les conflits ; - Réduire les risques de propagation des IST/SIDA 	<ul style="list-style-type: none"> - Mairie ; -Préfecture, -District sanitaire de la commune 	<ul style="list-style-type: none"> -MDC ; - Comité de suivi ; 	<ul style="list-style-type: none"> Début et pendant les travaux et Pendant l'exploitation 	<ul style="list-style-type: none"> -le personnel des chantiers et les riverains sont sensibilisés sur l'IST/SIDA ; - PV de sensibilisation des riverains sur le risque de noyade -un comité de gestion du barrage est effectif,
Emploi	<ul style="list-style-type: none"> -Création d'emplois temporaires ou permanents -Brassage de population, -Intégration, cohésion sociale 	<ul style="list-style-type: none"> Privilégier l'embauche de la main d'œuvre locale ; Priorité est donnée aux entreprises locales pour la réalisation des travaux, 	<ul style="list-style-type: none"> -Réduire le chômage temporairement -Lutter contre la pauvreté -Contribuer au bien-être de la population locale 	<ul style="list-style-type: none"> -Entreprises -Mairie 	<ul style="list-style-type: none"> MDC -Comité de surveillance ; -Mairie 	<ul style="list-style-type: none"> Dès le Début des travaux et pendant les travaux 	<ul style="list-style-type: none"> -La main d'œuvre locale est recrutée ; -Les entreprises locales sont impliquées dans les travaux

ANNEXE15 : Devis quantitatif et estimatif

N°	Désignations	Unité	Quantité	Prix unitaire (F,CFA)	Montant HT (F,CFA)
I	RIX GENERAUX				
1	Installations, équipements et repli du matériel	ff	1,00	5 000 000	5 000 000
	TOTAL I				5 000 000
II	BARRAGE HYDROAGRICOLE				
II,1	Digue				
1	Défrichage	ha	6,00	100 000	600 000
2	Remblais en matériaux compacté a l'Optimum proctor	m3	75 048,20	2 038	152 948 234
3	Couche de couronnement latéritique	m3	727,00	2 038	
4	Couche de pose et enrochement talu amont	m3	1 700,00	1 200	2 040 000
5	engazonnement pour talu ava	m2	8 392,00	2 086	17 505 712
6	Couche arabe pour engazonnement talu aval	m3	1 678,40	11 629	19 518 114
7	Graveleux pour Filtre horizontal	m3	509,00	15 000	7 635 000

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

8	Déblais pour fossé de pied	m3	109,05	903	98 421
9	enrochement pour fossé de pied	m3	218,10	32 000	6 979 200
	<i>Sous total II,1</i>				200 345 481
II,2	Tranché d'encrage et Fondation				
1	Déblai pour tranché	m3	26 717,00	903	24 112 894
2	Remblais compacté a l'optimum proctors	m3	26 717,00	2 038	54 449 246
	Sous total II,2				78 562 140
II,3	Evacuateur de crue				
1	Déblais pour fouille des ouvrages	m3	4 732,08	903	4 270 844
2	Béton de propreté dosé a 150Kg/m3 avec coffrage	m3	502,00	50 450	25 325 900
3	Béton ordinaire dosé a 350Kg/m3 avec coffrage	m3	624,00	120 000	74 880 000
4	Acier à haute adhérence	kg	-	-	
5	Enrochement pour protection en aval du bassin de dissipation	m2	10,20	23 100	235 620
	<i>Sous total II,3</i>				104 712 364
II,4	Vidange de fond et prises agricoles				
1	Déblais de pose	m3	96,00	903	86 643
2	Béton de propreté dosé a 150Kg/m3	m3	12,00	50 450	605 400

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

3	Béton de qualité dosé à 350 kg/m ³	m ³	43,00	120 000	5 160 000
4	Acier à haute adhérence (HA)	kg	-	-	-
5	Fourniture et pose de conduite en acier DN 800 mm	ml	60,00	100 000	6 000 000
6	Robinet-vanne DN 200 mm et accessoires	u	1,00	2 500 000	2 500 000
	<i>Sous total II,4</i>				14 352 043
	TOTAL II				397 972 028
III	AMENAGEMENT DU PERIMETRE EN AVAL				
III,1	Aménagement des terres				
1	Défrichement	Ha	50,00	250 000	12 500 000
2	Création de casiers rizicoles	Ha	100,00	50 000	5 000 000
	<i>Sous total III,1</i>				17 500 000
III,2	Réseau d'irrigation				
	Ouvrage de mobilisation d'eau				
1	Prise au Fil de l'Eau (PFE) avec través de 3m de large et 1,2m de profondeur chacune	U	2,00	1 000 000	2 000 000
2	<i>Canaux et partiteur</i>				-
3	Construction de partiteur	U	1,00	2 000 000	2 000 000

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

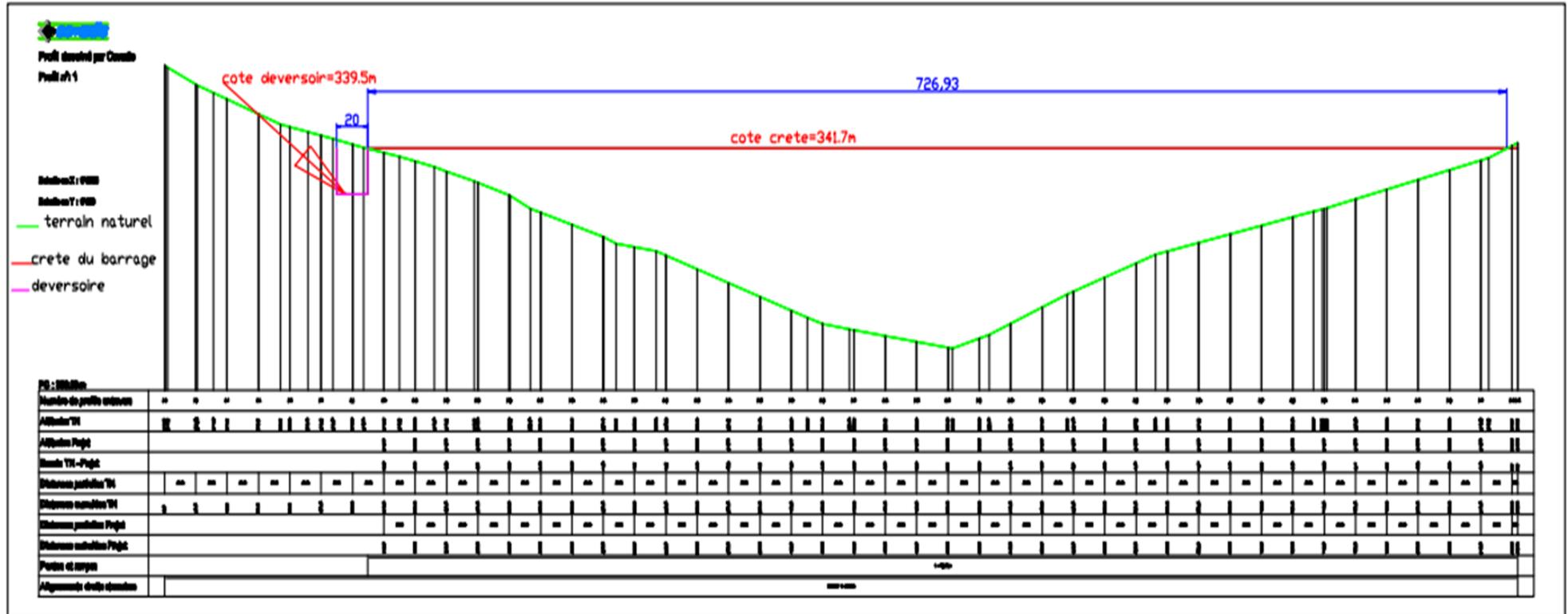
4	remblais pour canaux	m3	560,00	2 038	1 141 280
5	Déblais pour canaux	m3	18 648,00	1 800	33 566 400
6	Béton de qualité dosé à 350 kg/m3 pour construction de canaux en béton	m3	11 052,64	624	6 896 847
7	<i>Ouvrages sur canaux</i>				-
8	Prise directe sur canal primaire de type TOR	U	21,00	250 000	5 250 000
9	Prise sur canaux en terre - largeur= 20cm	U	-	120 000	-
10	Fourniture et pose de PVC pour prises parcelaires	m	864,00	4 000	3 456 000
11	Ouvrage de fin de canal	U	21,00	25 000	525 000
12	Seuil amovible	U	-	20 000	-
	<i>Sous total III,2</i>				<i>54 835 527</i>
III,3	Réseau de drainage				
1	Curage de drain avec Largeur 20m	m	13 200,00	2 000	26 400 000
2	Dalot 1,50x1,00 – Longueur = 6 m	u	-	2 500 000	-
3	Dalot 2x1,50x1,00 – Longueur = 6 m	u	-	4 000 000	-
4	Dalot 2x2,00x1,50 – Longueur = 6 m	u	-	5 000 000	-
	<i>Sous total III,3</i>				<i>26 400 000</i>

ETUDE TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION D'UNE DIGUE DE RETENUE ET DE L'AMENAGEMENT EN AVAL DANS LA COMMUNE DE M'BENGUE

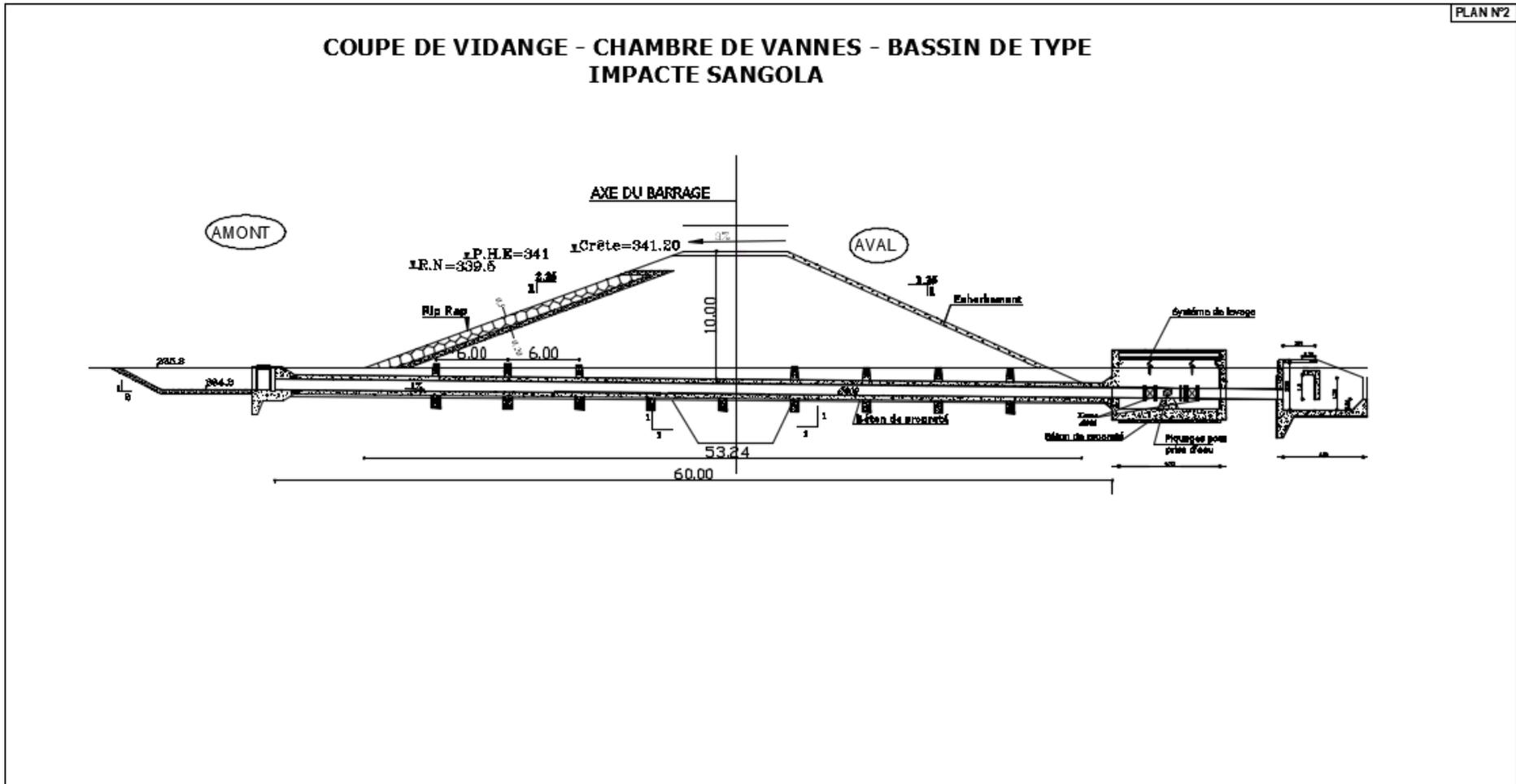
III,4	Réseau de circulation				
1	Création de piste de 4m de largeur	Km	29,00	2 500 000	72 500 000
2	Fourniture et pose de dalette de traversée en béton armé	U	7,00	20 000	140 000
	<i>Sous total III,4</i>				72 640 000
	TOTAL III				171 375 527
IV	TRAVAUX DIVERS				
1	Construction d'étangs piscicoles	u	25,00	1 000 000	25 000 000
	TOTAL IV				196 375 527
TOTAL					770 723 082
TVA 18 %					138 730 154,82
TOTAL TTC					909 453 237,17

ANNEXE 16 : PIECES DE DESSIN

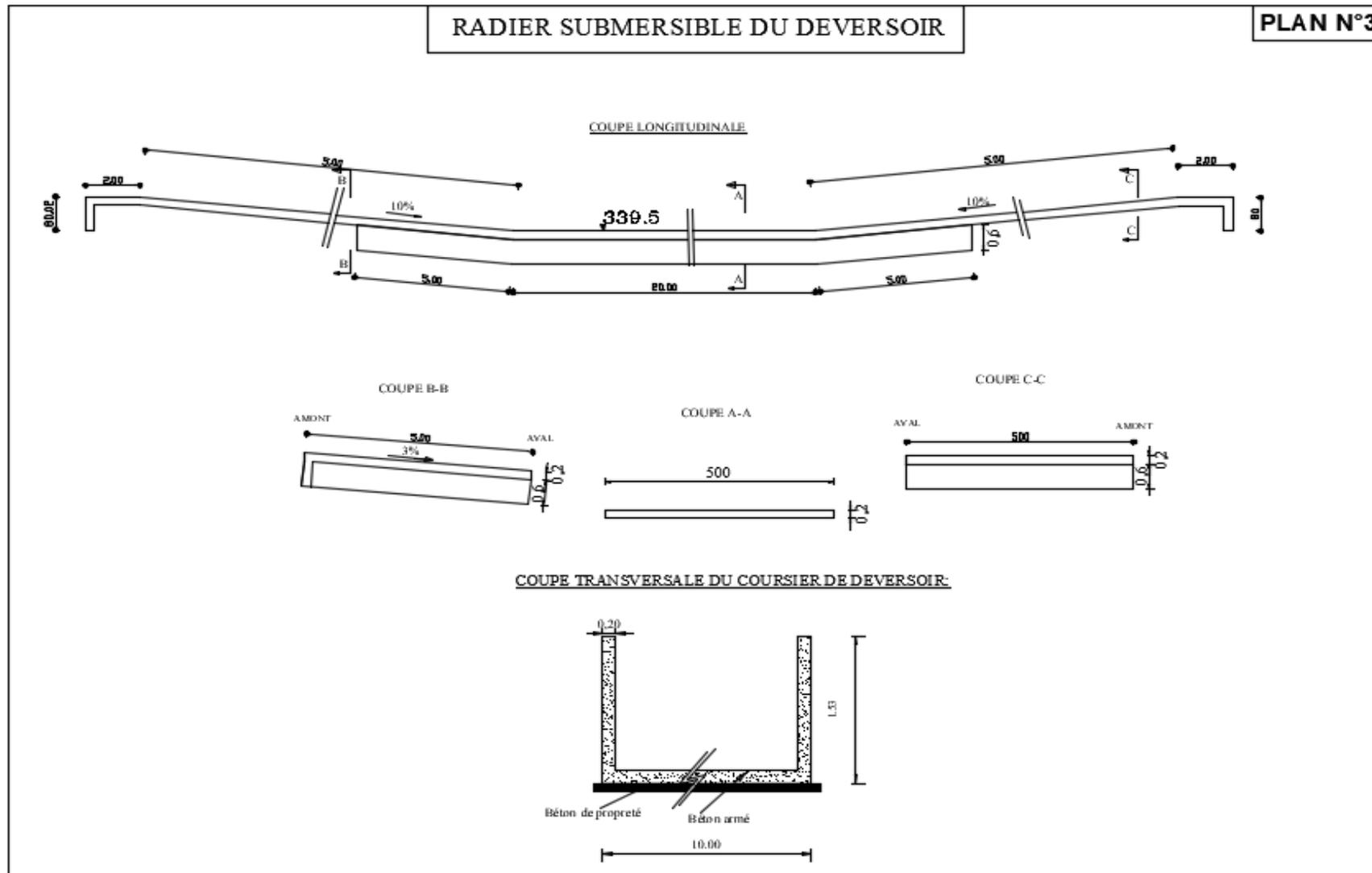
➤ Profils en long de la digue



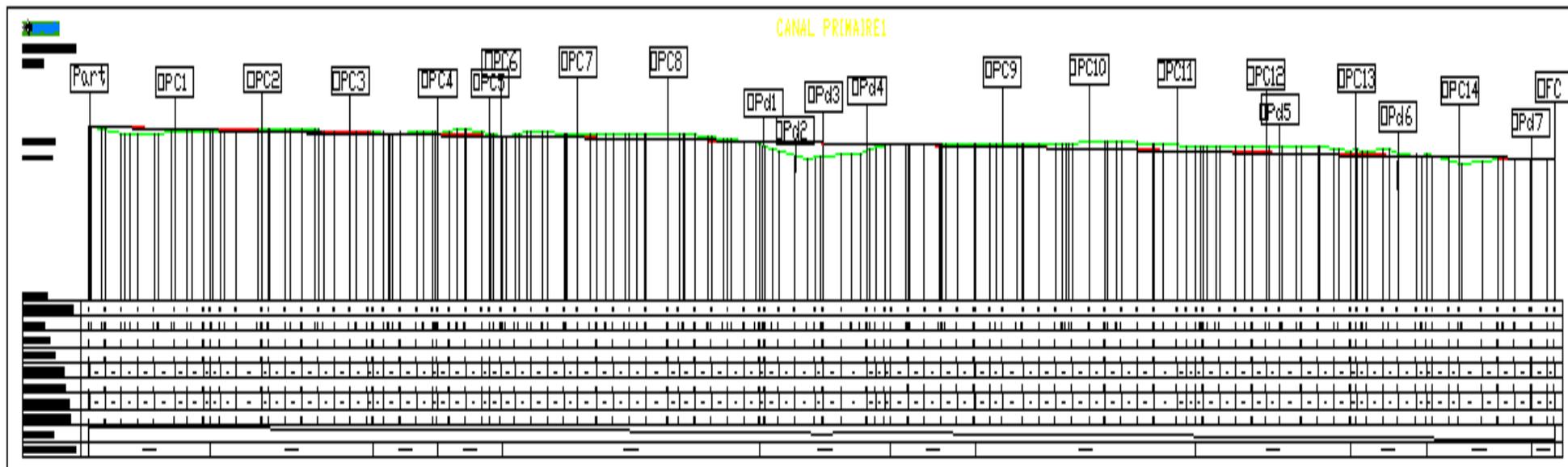
➤ Coupe de digue avec conduite de vidange



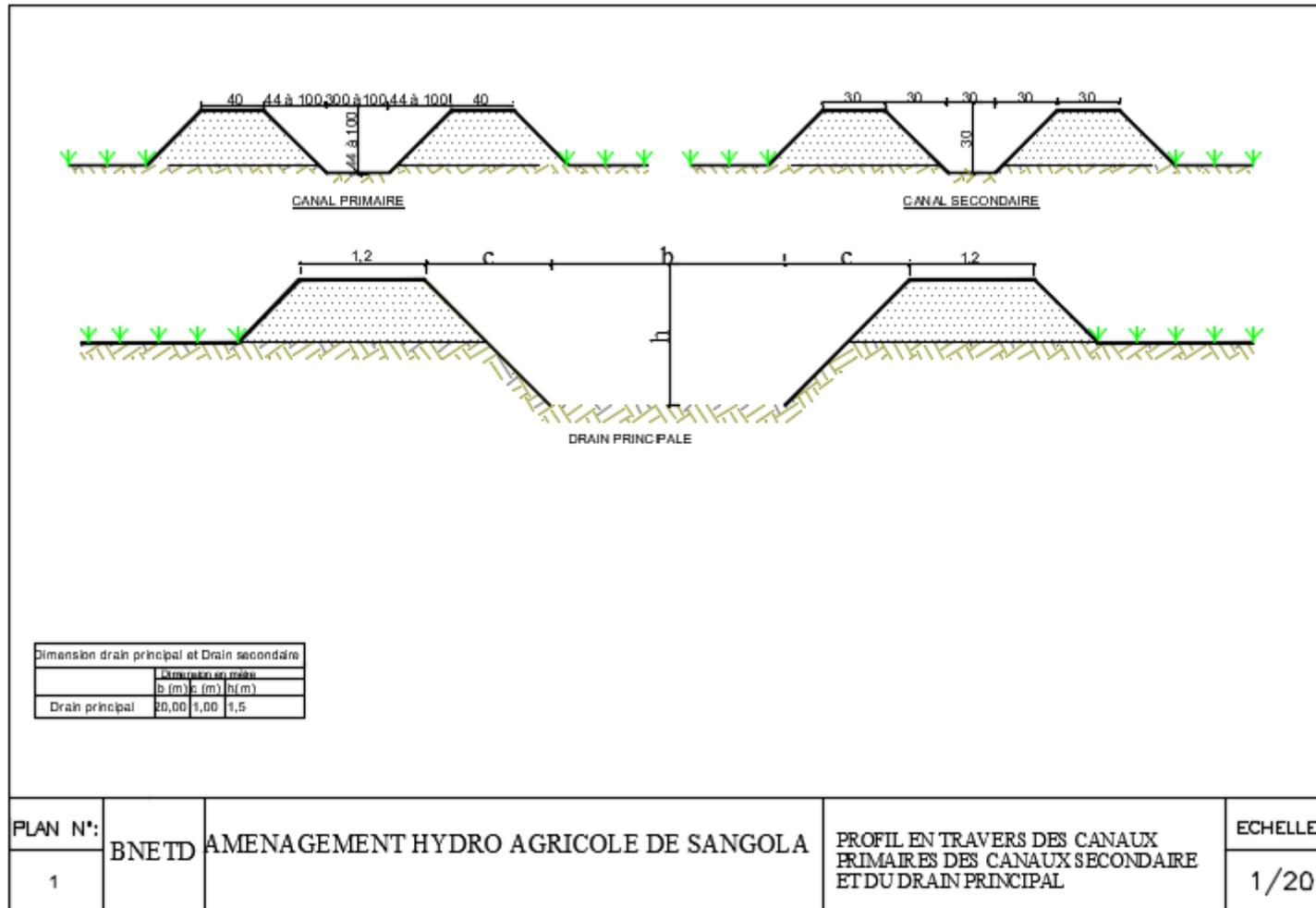
➤ Radier submersible du déversoir



➤ Profil en long des canaux



➤ Profil type drain principale et canaux



➤ Ouvrages de prises

