



**ETUDE COMPARATIVE DE TROIS (03) TYPES DE DEVERSOIRS  
(TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIR) : CAS DU BARRAGE  
DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

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

**SPECIALITE : GENIE CIVIL ET HYDRAULIQUE**

**Option : Infrastructures et Réseaux Hydrauliques**

-----  
Présenté et soutenu publiquement le 05 octobre 2020 par :

**ZIZIEN Ida Suzanne (2015 0004)**

**Directeur de Mémoire : Moussa LO, Enseignant GC BTP, 2iE**

**Maître de Stage : Ousmane Roland YONABA, Enseignant GEAAH, 2iE**

**Structure d'accueil : Direction de l'Entrepreneuriat et de la Formation Continue (DEFC), 2iE**

Jury d'évaluation du Mémoire :

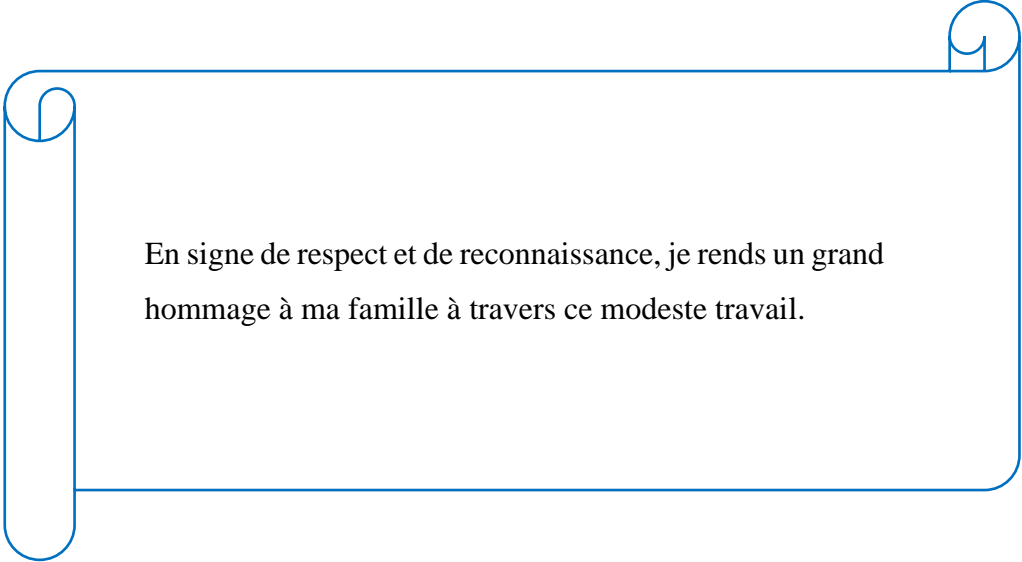
Président du Jury : **Dr. Lawani Adjadi MOUNIROU**

Membres et Correcteurs : **Dr. Chaim Vivien DOTO**

**M. Césaire HEMA**

**Promotion [2019/2020]**

## DEDICACE



En signe de respect et de reconnaissance, je rends un grand  
hommage à ma famille à travers ce modeste travail.

## REMERCIEMENTS

Ce projet de fin de cycle Master a été réalisé avec beaucoup d'enthousiasme et de plaisir dans un institut de haute qualité. Comme le dirait Ahmadou KOUROUMA « Il faut toujours remercier l'arbre à charité sous lequel on a ramassé de bons fruits pendant la bonne saison ».

Je voudrais donc exprimer toute ma reconnaissance à :

- ❖ L'institut de formation 2iE et au corps enseignant pour la qualité de la formation ;
- ❖ Mon directeur de mémoire Monsieur Moussa LO et mon maître de stage Monsieur Ousmane Roland YONABA pour leur disponibilité, leur encadrement sans faille, ainsi que l'orientation et les conseils qui ont guidé mes réflexions ;
- ❖ Monsieur Moussa KABORE, Ingénieur au sein du bureau d'études Ingénierie Formation Expertise Conseils (IFEC) pour sa disponibilité, ses conseils et l'appui technique dont j'ai bénéficié ;
- ❖ Mes parents pour leurs encouragements et soutien indéfectible ;
- ❖ La Banque Africaine de Développement (BAD) pour le soutien financier dont j'ai bénéficié au cours de ma formation ;
- ❖ Tous ceux qui de près ou de loin, ont contribué à l'aboutissement de ce travail et de ma formation.

Je ne saurai terminer mon propos sans témoigner toute ma gratitude à l'endroit de tout le personnel et des étudiants avec lesquels nous avons entretenu de bonnes relations tout au long de mon cursus.

## RESUME

Le présent mémoire présente les résultats de l'étude comparative de trois variantes de déversoirs centraux en béton armé pour l'optimisation du coût de réalisation du barrage de TOEMIGHIN. Ce projet entre dans le cadre du renforcement de la résilience des populations par une relance des activités socioéconomiques de la localité. Pour l'atteinte de cet objectif, le dimensionnement de la digue, de l'évacuateur de crue et des ouvrages annexes a été réalisé. Le barrage de TOEMIGHIN dimensionné pour une crue centennale de 102,53 m<sup>3</sup>/s est alimenté par un bassin versant de 75,23 km<sup>2</sup> qui mobilise en année décennale sèche 1,08 millions de m<sup>3</sup> d'eau par an. Cela permet le remplissage de la cuvette du barrage et la satisfaction des différents besoins par campagne estimés à 95 119 m<sup>3</sup>. La digue en remblai homogène est réalisée avec de la grave argileuse et est munie d'un drain horizontal. Elle a une hauteur maximale sur le terrain naturel de 5,7 m pour une longueur de 408 m (déversoir compris). Les trois variantes de déversoirs examinées sont : le déversoir poids à seuil trapézoïdal, le déversoir fusible en blocs de béton et le déversoir PK Weir ou en « touches de piano ». L'étude comparative des déversoirs a permis de déterminer le coût du projet en fonction des déversoirs. On a alors **646 072 403 FCFA** pour le poids à seuil trapézoïdal, **620 166 683 FCFA** pour celui avec des fusibles en blocs de béton, et **403 566 645 FCFA** pour le PK Weir. L'analyse des paramètres tels que le coût de réalisation, la durabilité, le débit évacué et les charges d'entretien ont permis de classer le PK Weir, comme le plus performant devant les blocs fusibles et le trapézoïdal. Le coût du projet retenu est donc : **quatre cent trois millions cinq cent soixante-six mille six cent quarante-cinq (403 566 645) francs CFA (TTC).**

### Mots clés

1. Barrage
2. Déversoir poids à seuil trapézoïdal
3. Déversoir équipé de blocs fusibles
4. Déversoir Piano Keys Weir
5. Digue homogène

## ABSTRACT

This thesis presents the results of the comparative study of three variants of reinforced concrete central spillways for the optimization of the construction cost of the TOEMIGHIN dam. This project falls within the framework of strengthening the resilience of the populations by a revival of the socio-economic activities of the locality. In order to achieve this objective, the design of the dam, the spillway and the ancillary structures was carried out. The TOEMIGHIN dam, dimensioned for a centennial flood of 102.53 m<sup>3</sup>/s, is fed by a watershed of 75.23 km<sup>2</sup> which mobilizes 1.08 million m<sup>3</sup> of water per year in a dry ten-year period. This allows the filling of the basin of the dam and the satisfaction of the various needs per campaign estimated at 95 119 m<sup>3</sup>. The homogeneous embankment dam is made of clayey gravel and is equipped with a horizontal drain. It has a maximum height over the natural terrain of 5.7 m for a length of 408 m (including the spillway). The three weir variants examined are: the weight weir with trapezoidal sill, the fusible weir made of concrete blocks and the PK Weir or "piano keys" weir. The comparative study of the weirs made it possible to determine the cost of the project as a function of the weirs. The cost was 646 072 403 FCFA for the trapezoidal weir, 620 166 683 FCFA for the weir with concrete block fuses, and 403 566 645 FCFA for the PK Weir. The analysis of parameters such as the cost of construction, durability, discharge rate and maintenance loads made it possible to classify PK Weir as the most efficient, ahead of the fuse blocks and the trapezoidal. The cost of the selected project is therefore: four hundred and three million five hundred and sixty-six thousand six hundred and forty-five (403 566 645) CFA francs (TTC).

### Key words

1. Dam
2. Weir trapezoidal weir
3. Fuse blocks
4. Piano Keys Weir
5. Homogeneous embankment

## FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE TOEMIGHIN

<b>I. LOCALISATION</b>		
Village : TOEMIGHIN		
Commune : NOBERE		
Province : ZOUNDWEOGO		
Région : Centre Sud		
Coordonnées du site : Longitude : -1,287944263°, Latitude : 11,73498107°		
Désignation	Unité	Caractéristiques
<b>II. BASSIN VERSANT</b>		
Superficie	km <sup>2</sup>	75,23
Périmètre	km	47,02
Pente moyenne	m/km	3
<b>III. PLUVIOMETRIE</b>		
Station	Manga	
Pluviométrie moyenne annuelle	mm	879,05
Pluie annuelle quinquennale sèche	mm	728,58
Pluie annuelle décennale sèche	mm	638,31
Pluie journalière décennale humide (P10)	mm	90,27
Pluie journalière centennale humide (P100)	mm	118,89
<b>IV. DEBIT DE CRUE</b>		
Débit de crue décennale	m <sup>3</sup> /s	36,95
Débit de crue centennale (crue de projet)	m <sup>3</sup> /s	102,53
<b>V. APPORTS LIQUIDES</b>		
Apport d'eau annuel en année moyenne	m <sup>3</sup>	3 061 070
Apport d'eau annuel quinquennale sèche	m <sup>3</sup>	1 678 062
Apport en année décennale sèche	m <sup>3</sup>	1 084 316
<b>VI. CUVETTE</b>		
Côte PHE	m	290,80
Côte PEN	m	290
Volume aux PHE	m <sup>3</sup>	942 494
Volume au PEN	m <sup>3</sup>	440 099
Surface aux PHE	m <sup>2</sup>	588 248
Surface au PEN	m <sup>2</sup>	408 365
<b>VII. DIGUE</b>		
Type	Homogène en grave argileuse	
Côte de calage	m	291,70
Hauteur maximale par rapport au lit mineur	m	5,70
Largeur en crête	m	4
Longueur barrage	m	408
Pente des talus amont et aval	m/m	1V/2H
Protection talus amont	-	Perré maçonné
Protection talus aval	-	Perré sec
Couche de couronnement	m	0,20

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

<b>VIII. TRANCHEE D'ANCRAGE</b>		
Profondeur totale de la tranchée	m	Variant entre 0,5 m et 3m
Profondeur maximale prétranchée	m	2,00
Profondeur maximale tranchée manuellement	m	1,00
Largeur fond prétranchée	m	3,50
Largeur fond tranchée manuelle	m	1
<b>IX. OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE</b>		
Position		Rive Gauche
Nature de la conduite		Enterrée en Fonte
Diamètre	mm	300
Côte amont	m	288,00
Côte aval	m	287,85
<b>X. EVACUATEUR DE CRUE</b>		
<b>X. 1-Trapézoïdal</b>		
Hauteur	m	4
Côte crête	m	290
Charge maximale sur le seuil	m	0,80
Longueur du déversoir	m	80
<b>X. 2-Blocs Fusibles</b>		
Hauteur	m	4
Côte crête	m	290
Charge maximale sur le seuil	m	0,8
Longueur du déversoir	m	80
<b>X. 3- Piano Keys Weir</b>		
Hauteur	m	4
Côte crête	m	290
Charge maximale sur le seuil	m	0,8
Longueur du déversoir	m	20
Nombre d'alvéoles		
<b>X. Bassin de dissipation</b>		
Type	-	USBR de type II
Largeur	m	80
Longueur	m	3,10
Profondeur	m	1
Nature de la protection aval	-	Gabions
Longueur protection aval	m	6,21
<b>COÛT TOTAL DE REALISATION DES TRAVAUX</b>		
Ouvrage avec déversoir trapézoïdal	FCFA	646 072 403
Ouvrage avec déversoir Blocs fusibles	FCFA	620 166 683
Ouvrage avec déversoir PK Weir	FCFA	403 566 645

## SIGLES ET ABBREVIATIONS :

<b>2iE</b>	:	Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement
<b>ANAM</b>	:	Agence Nationale de la Météorologie du Burkina
<b>CIEH</b>	:	Comité Interafricain d'Etudes Hydrauliques
<b>CIGB</b>	:	Commission Internationale de Grands Barrages
<b>EIER</b>	:	Ecole Inter-Etats d'Ingénieurs de l'Equipement Rural
<b>ETM</b>	:	Evapotranspiration Maximale
<b>ETP</b>	:	Evapotranspiration Potentielle
<b>FAO</b>	:	Food and Agriculture Organization of the United Nations
<b>GPS</b>	:	Global Positioning System
<b>Kg</b>	:	Coefficient de GRAVELUS ou Indice de compacité
<b>NIES</b>	:	Notice d'Impact Environnemental et Social
<b>ONBHA</b>	:	Office National des Barrages et des Aménagements Hydro- Agricoles
<b>ORSTOM</b>	:	Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer
<b>PCD</b>	:	Plan Communal de Développement
<b>PEN</b>	:	Plan d'Eau Normal
<b>PHE</b>	:	Plus Hautes Eaux
<b>PK Weir</b>	:	Piano Keys Weirs
<b>RGPH</b>	:	Recensement Général de la Population et de l'Habitation



## TABLE DES MATIERES

DEDICACE.....	i
REMERCIEMENTS .....	ii
RESUME.....	iii
ABSTRACT .....	iv
FICHE TECHNIQUE DU BARRAGE DE TOEMIGHIN.....	v
SIGLES ET ABBREVIATIONS : .....	vii
TABLE DES MATIERES .....	viii
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
LISTE DES FIGURES .....	xii
INTRODUCTION.....	1
I. Généralités sur les déversoirs.....	2
I.1 Déversoir de type trapézoïdal.....	2
I.2 Déversoir équipé de blocs fusibles.....	3
I.3 Déversoir Piano Keys Weir (PK Weir) .....	3
II. PRESENTATION DE LA ZONE D’ETUDE .....	4
II. 1 Situation géographique .....	4
II. 2 Milieu Physique .....	5
II.2 .1 Climat .....	5
II.2 .2 Sols et relief.....	6
II.2 .3 Végétation .....	6
II. 3 Hydrographie .....	6
II. 4 Situation démographique et socio-économique.....	7
II.4. 1 Population.....	7
II.4. 2 Situation socio-économique .....	7
III. ETAT DES LIEUX DES INFRASTRUCTURES EXISTANTES .....	8
III.1 Le déversoir .....	8
III.2 La digue et la prise d’eau.....	8
IV. MATERIEL ET METHODES .....	9
IV. 1 Matériel.....	9
IV. 2 METHODES.....	9
IV .2. 1 Etude topographique et géotechnique.....	9

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

IV .2. 2	Etude de la pluviométrie .....	10
IV .2. 3	Etude hydrologique.....	10
IV .2. 4	Etude de la retenue .....	17
IV .2. 5	Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes.....	20
IV .2. 6	Dimensionnement des déversoirs (Trapézoïdal, blocs fusibles et PK Weir) .....	27
IV .2. 7	Etude financière .....	34
IV .2. 8	Etude comparative des déversoirs .....	34
IV .2. 9	Impact environnemental et social .....	34
V.	RESULTATS ET DISCUSSION.....	35
V.1	Etude topographique et géotechnique.....	35
V.2	Etude hydrologique.....	36
V.2.1	Analyse fréquentielle des pluies.....	36
V.2.2	Caractérisation du bassin versant .....	37
V.2.3	Calcul des crues.....	38
V.3	Etude de la retenue .....	39
V.3.1	Calcul des apports liquides.....	39
V.3.2	Calcul des pertes.....	40
V.3.3	Evaluation des besoins agricoles et pastoraux .....	40
V.3.4	Evaluation du volume de la retenue .....	41
V.4	Caractéristiques de la digue et des ouvrages annexes .....	42
V.4.1	Caractéristiques de la digue.....	42
V.4.2	Bassin de dissipation .....	44
V.4.3	Murs bajoyers .....	45
V.4.4	Ouvrage de prise et de vidange .....	45
V.5	Dimensionnement des déversoirs (Trapézoïdal, blocs fusibles et PK Weir) .....	46
V.5.1	Dimensionnement du déversoir Trapézoïdal.....	46
V.5.2	Dimensionnement du déversoir blocs fusibles.....	47
V.5.3	Dimensionnement du déversoir piano keys Weir (PK WEIR) .....	49
V.6	Etude comparative des déversoirs .....	51
V.6.1	Comparaison des paramètres hydrauliques .....	51
V.6.2	Comparaison selon la maîtrise de la durabilité et technique de construction .....	53
V.6.3	Comparaison selon la charge d'entretien et le coût de réalisation .....	53
V.6.4	Impact des déversoirs sur le coût du projet .....	53
V.6.5	Discussion .....	54

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

V.7	Impact environnemental .....	55
V.7.1	Identification des impacts.....	55
V.7.2	Evaluation des impacts .....	56
V.8	Coût du projet .....	58
VI.	CONCLUSION, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES .....	59
VII.	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	60
ANNEXES	.....	xiv
Annexe 1	: Synthèse études géotechniques .....	xv
Annexe 2	: Etude hydrologique.....	xx
Annexe 3	: Etude de la retenue.....	xxxiii
Annexe 4	: Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes .....	xxxix
Annexe 5	: Dimensionnement des déversoirs .....	lvii
Annexe 6	: Avant métré .....	xiv
Annexe 7	: Impact environnemental .....	xviii
Annexe 8	: Devis estimatif .....	xxi
Annexe 9	: Pièces graphiques.....	xxviii

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1: Classe de bassin versant en fonction de la taille .....	11
Tableau 2: Fruit indicatif des talus des barrages stables .....	22
Tableau 3 : Calcul de l'infiltration dans la digue .....	23
Tableau 4 : Sollicitations sur le bloc fusible .....	30
Tableau 5: Formules de prédimensionnement du PK Weir .....	33
Tableau 6: Synthèse des études géotechniques .....	35
Tableau 7: caractéristiques morphologiques du Bassin versant.....	37
Tableau 8: Résultats calcul de la crue décennale .....	38
Tableau 9 : Synthèse des apports liquides en m <sup>3</sup> .....	39
Tableau 10: Synthèses des dépôts solides .....	40
Tableau 11: Synthèse des pertes.....	40
Tableau 12: Synthèse des besoins .....	41
Tableau 13: Synthèse des caractéristiques de la digue.....	42
Tableau 14 : Caractéristiques du bassin de dissipation .....	44
Tableau 15: Caractéristiques murs bajoyers.....	45
Tableau 16: Synthèse résultats de l'ouvrage de prise et de vidange.....	46
Tableau 17: Synthèse des dimensions géométriques du déversoir trapézoïdal.....	46
Tableau 18 : Résultat du prédimensionnement des blocs fusibles .....	47
Tableau 19 : Charges en amont des blocs .....	48
Tableau 20 : Dimensions des blocs fusibles.....	48
Tableau 21: Synthèse des résultats du déversoir PK Weir type A .....	49
Tableau 22: Vérification de la stabilité du PK Weir .....	50
Tableau 23 : Coût des variantes de déversoir.....	54
Tableau 24: Matrice d'évaluation de FECTEAU Intensité de l'impact .....	56
Tableau 25: Matrice de LEOPOLD.....	57
Tableau 26 : Synthèse des coûts des travaux .....	58

## LISTE DES FIGURES

Figure 1: Déversoir trapézoïdal du barrage de Korsimoro.....	3
Figure 2 : Vue en perspective d'un déversoir Blocs fusible (Hydroplus).....	3
Figure 3 : Déversoir en touches de Piano sur le barrage de Goulours .....	4
Figure 4: Présentation de la zone d'étude .....	5
Figure 5 : Hydrographie du bassin versant.....	7
Figure 6: Déversoir actuel du barrage de TOEMIGHIN.....	8
Figure 7 : Digue actuelle du barrage de TOEMIGHIN.....	8
Figure 8 : Méthode de tracé de la courbe d'exploitation.....	20
Figure 9 : Paramètres de calcul du drain .....	23
Figure 10: Schéma de calcul de stabilité du bloc fusible .....	30
Figure 11: Modèle standard type A.....	32
Figure 12: Courbe hauteur volume-courbe hauteur-surface.....	35
Figure 13: Ajustement de GAUSS .....	36
Figure 15: Ajustement de GUMBEL .....	37
Figure 16: Hydrogramme de crue .....	39
Figure 17 : Courbe d'exploitation de la retenue .....	41
Figure 18 : Profil de la digue.....	44
Figure 19: Limite de stabilité des blocs fusibles .....	48
Figure 20: Profil alvéole amont.....	51
Figure 21: Débit spécifique des déversoirs .....	52
Figure 22 : Coût des variantes.....	54

## INTRODUCTION

La mobilisation des ressources en eau est d'une importance capitale pour le développement socio-économique d'une nation. Ceci est accentué lorsqu'on se trouve dans un pays tel que le Burkina Faso dans lequel la faible pluviométrie constitue pour les populations des zones rurales un lourd handicap. En effet, l'agriculture constitue la principale activité économique de la population. Et en dépit des potentialités agricoles non négligeables dont regorge le pays, la problématique de la sécurité alimentaire et nutritionnelle demeure une préoccupation. Cette préoccupation se pose principalement en termes d'incapacité à accéder à une nourriture variée, en quantité suffisante et en qualité. [1]

La commune de Nobéré, en proie à des problèmes de manque d'eau impactant négativement de nombreux secteurs ainsi que le cadre de vie des populations, a sollicité un accompagnement technique à travers les associations Vision de Jeunes pour le Développement Durable (VJDD) et Kilimanjar'hope. Dans le souci de renforcer la résilience des populations à l'insécurité alimentaire accentuée par le changement climatique, ces associations souhaitent étudier l'opportunité de construction du barrage de TOEMIGHIN. En effet, le village de TOEMIGHIN avait déjà bénéficié de la réalisation d'un projet de barrage pour lequel les travaux débutés en 2004 n'ont jamais été achevés. C'est dans le cadre de la reprise de ce projet non abouti qu'une mission, conduite par des enseignants de l'Institut 2iE a été effectuée dans la localité. Elle avait pour objet de définir d'un commun accord avec toutes les parties prenantes, les termes de références liés aux difficultés susmentionnées.

De plus, les déversoirs sont réalisés en béton armé avec des coûts par mètre cube beaucoup plus importants que ceux du remblai en terre. L'optimum économique pour un déversoir en béton armé inséré dans le profil du barrage résulte donc d'un compromis entre son coût et celui des différents ouvrages composant le barrage [2]. Ce qui revient à optimiser le coût du déversoir en menant une étude comparative entre les types de déversoirs couramment utilisés dans les projets de barrage, mais aussi en regardant les solutions innovantes proposées par la Commission Internationale des Grands Barrages (CIGB).

Le présent mémoire d'ingénierie contient le fruit de l'ensemble des activités que nous avons menées durant notre période de stage sur le thème « **Etude comparative entre 3 types de déversoirs (trapézoïdal, blocs fusibles, PK Weir) : cas du barrage de TOEMIGHIN, province du ZOUNDWEOGO (Burkina Faso)** ».

Notre objectif premier, en tant que stagiaire a été de réaliser une étude comparative de trois (03) variantes de déversoirs pour le barrage de TOEMIGHIN, dans l'optique d'optimiser le coût de l'aménagement, tout en réalisant la conception des autres ouvrages du barrage.

L'atteinte de l'objectif général passe par la réalisation des étapes suivantes :

- Faire la synthèse des études de base (géotechnique, pluviométrie, topographie, etc...) ;
- Proposer une conception et un dimensionnement des ouvrages ;
- Proposer une étude d'impact environnemental et social du projet ;
- Evaluer le coût du projet avec les trois types de déversoirs.

Dans les lignes qui suivront, nous présenterons la zone d'étude, la méthodologie utilisée pour la conception de l'ouvrage, la synthèse du dimensionnement et enfin les résultats et discussion suivi des recommandations.

## **I. Généralités sur les déversoirs**

Un barrage est un ouvrage érigé au travers d'un cours d'eau et destiné à bloquer dans une cuvette toute l'eau ou partie des eaux de ruissellement d'un bassin versant pour constituer une retenue d'eau temporaire ou pérenne à usage multiples ou spécifiques.[3]

Un évacuateur de crues est quant à lui l'ouvrage de sécurité qui évite que le barrage ne soit submergé. Il permet le déversement du trop-plein de la cuvette. L'évacuateur de crues se compose d'un seuil, d'un bassin de dissipation et d'un chenal de restitution des eaux au cours d'eau en aval. Dans le cadre de cette étude comparative, l'élément principal est le déversoir. Pour ce faire nous ferons une description des différents types de déversoirs étudiés à savoir le déversoir à seuil trapézoïdal, le déversoir équipé de blocs fusibles et déversoir de type PK Weirs.

### **I.1 Déversoir de type trapézoïdal**

L'évacuateur de crue de type trapézoïdal est, comme son nom l'indique, de section transversale trapézoïdale et son poids propre assure la stabilité vis à vis des poussées. (Figure 1 )



Figure 1: Déversoir trapézoïdal du barrage de Korsimoro

### I.2 Déversoir équipé de blocs fusibles

Les blocs fusibles sont des éléments massifs en béton simplement posés les uns à côté des autres sur le seuil d'un déversoir (Figure 2). Ils sont auto stables jusqu'à ce que le niveau d'eau à l'amont atteigne un certain niveau pour lequel ils basculent [4]. Les blocs posés sur un même seuil ont la même hauteur et longueur mais ils peuvent avoir des épaisseurs et donc des poids différents, de sorte qu'ils basculent pour des hauteurs d'eau différentes.

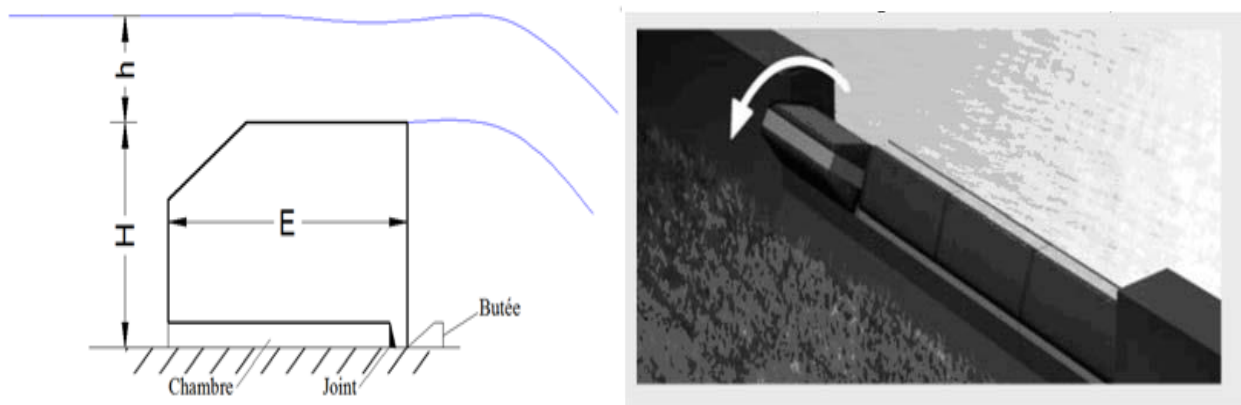


Figure 2 : Vue en perspective d'un déversoir Blocs fusible (Hydroplus)

### I.3 Déversoir Piano Keys Weir (PK Weir)

Le déversoir en touche de piano est une forme particulière de déversoir en labyrinthe associée à l'utilisation de porte-à-faux, permettant de réduire son emprise en base (Figure 3). Sa particularité géométrique, combinée à une importante débitance fait du PKW une solution pour l'amélioration



de la capacité des retenues et/ou la capacité d'évacuation de plusieurs déversoirs des barrages existants [5].

Le déversoir en touches de piano (PK Weir) est un déversoir aux performances hydrauliques efficaces. Avec une faible hauteur de chute, il peut multiplier par quatre la capacité de décharge du déversoir Creager [6].

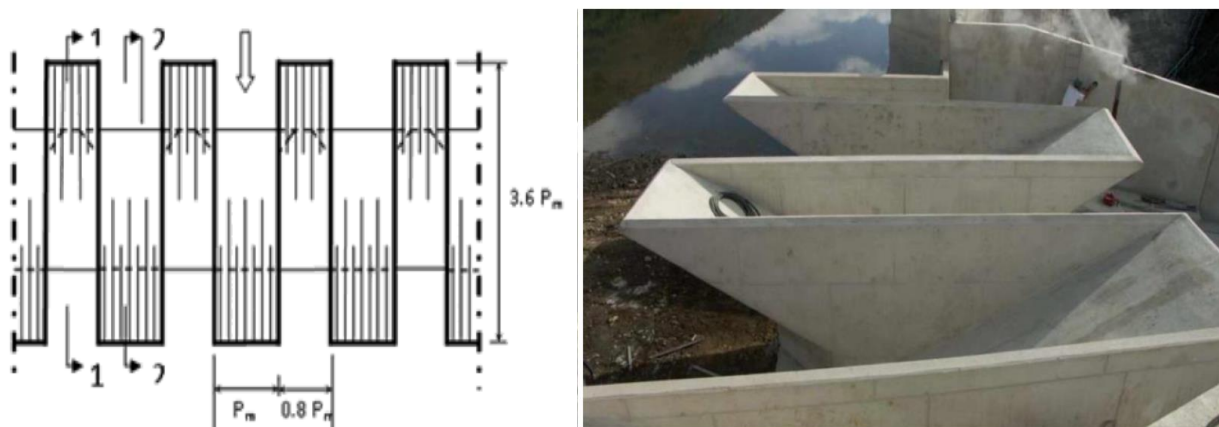


Figure 3 : Déversoir en touches de Piano sur le barrage de Goulours

## II. PRESENTATION DE LA ZONE D'ETUDE

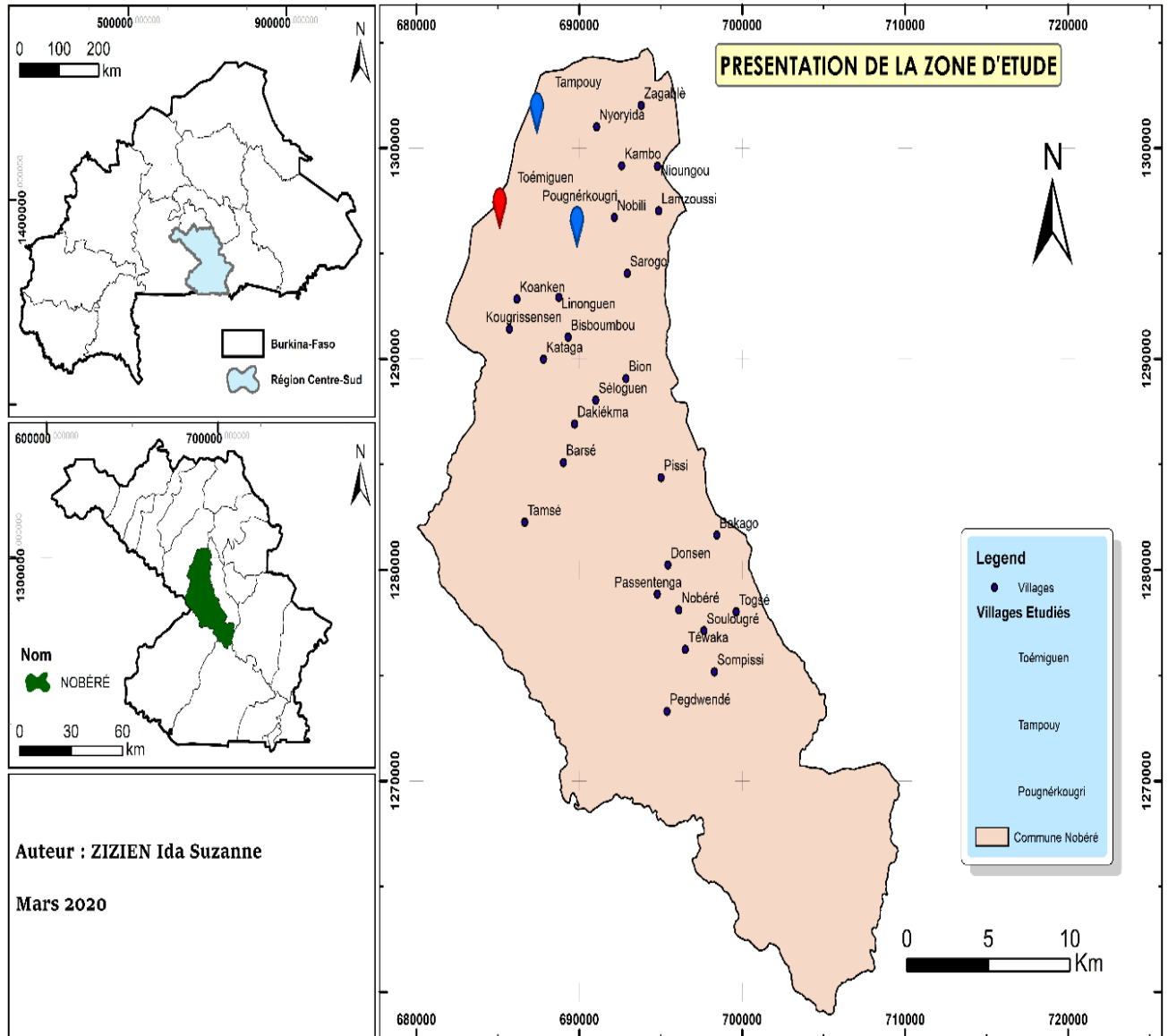
### II. 1 Situation géographique

La commune rurale de Nobéré est une entité administrative de la province du Zoundwéogo, région du Centre-sud du Burkina Faso. Elle est située à une centaine de kilomètres de Ouagadougou et à 25 km de la ville de Manga, chef-lieu de la province et de la région.

Elle est limitée :

- Au Nord-Ouest par la commune de Toécé,
- A l'Ouest par la commune de Sapouy,
- Au Sud-Ouest par la commune de Guiaro,
- Au Sud par la commune de Pô,
- Au Sud-est par la commune de Gogo
- À l'Est par la commune de Guiba.

La commune de Nobéré compte 28 villages et couvre une superficie d'environ 523 km<sup>2</sup>. Nobéré, chef-lieu du département est situé à 100 km au Sud de Ouagadougou sur l'axe Ouagadougou-Pô. Notre zone d'étude couvre trois villages : TOEMIGHIN, TAMPOUY et POUGNERKOUGRI.



**Figure 4: Présentation de la zone d'étude**

## **II. 2 Milieu Physique**

### **II.2 .1 Climat**

Le climat de la commune de Nobéré est de type Nord Soudanien. Il est caractérisé par l'alternance d'une saison sèche de huit (8) mois environ allant d'Octobre à mi-Mai et d'une saison pluvieuse de quatre (4) mois allant de mi-Mai à Septembre.

La commune de Nobéré bénéficie de conditions pluviométriques acceptables avec des moyennes pluviométriques comprises entre 750 mm et 1200 mm. Elle est située dans l'une des zones les mieux arrosées de la région. Les températures fluctuent également autour d'une moyenne annuelle de 29°C avec une maximale enregistrée en avril et atteignant 38°C et une minimale en décembre et janvier. A l'instar du reste du pays, la commune a connu ces dernières années, des vagues de chaleur avec des températures avoisinant parfois 40°C.[1]

### **II.2 .2 Sols et relief**

Le sol de la commune de NOBERE est dominé par des sols ferrugineux tropicaux lessivés qui occupent environ 65 % de la superficie régionale ; les lithosols et les sols peu évolués d'origine gravillonnaire occupant 17 %, les vertisols et paravertisols 5 % et les sols hydromorphes 5 %.

Le relief est quant à lui formé par une pénéplaine légèrement inclinée au Sud avec de faibles pentes.

### **II.2 .3 Végétation**

Le couvert végétal de la commune comprend les savanes arborées, arbustives et herbacées. On note également la présence de formations de savane boisée et de forêts galeries par endroit. Les graminées annuelles constituent la végétation herbacée.

## **II. 3 Hydrographie**

Le réseau hydrographique est organisé principalement autour du cours d'eau Nazinon. On y rencontre aussi des mares temporaires qui sont formées dans les lits de ses affluents et disposées en forme de chapelets en saison sèche. On note un réseau hydrographique assez dense et tributaire des conditions pluviométriques annuelles. Les cours d'eau sont tous temporaires et présentent une morphologie moins encaissée.

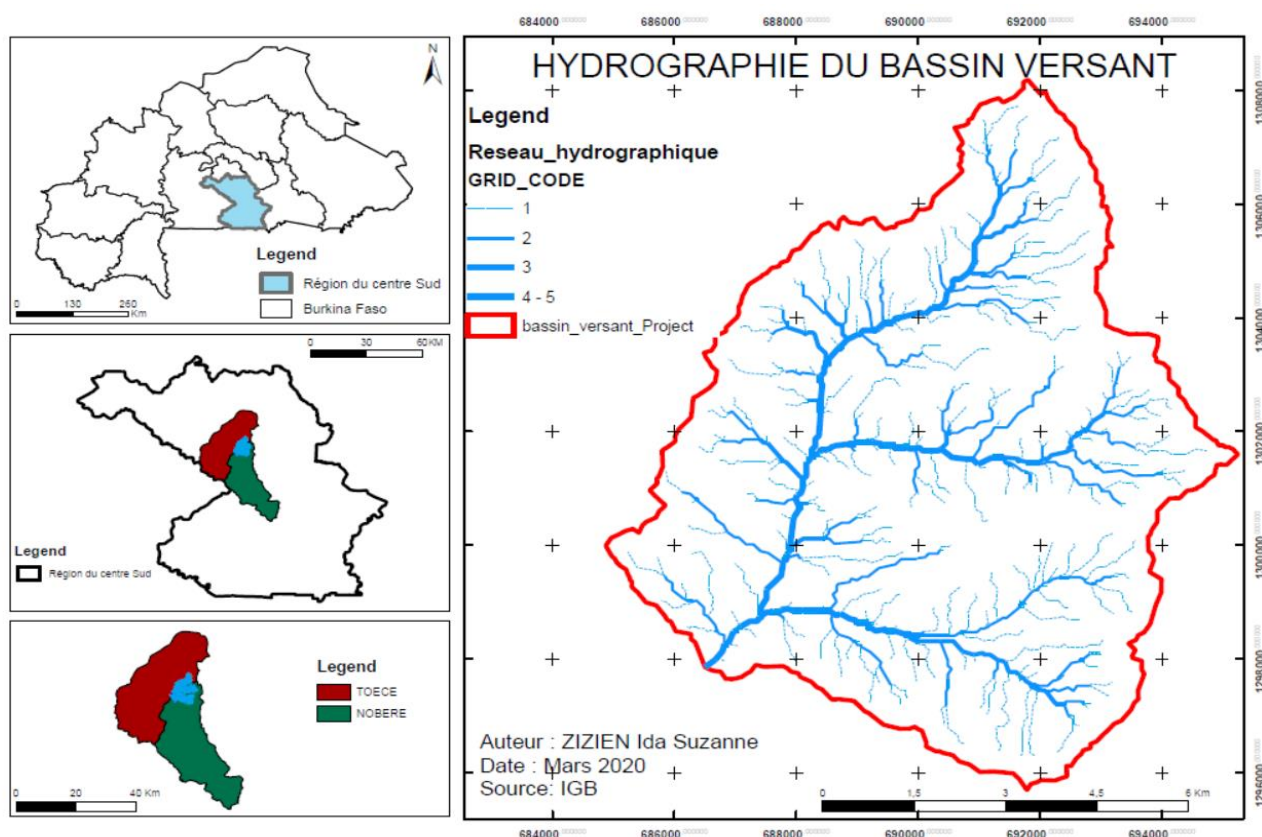


Figure 5 : Hydrographie du bassin versant

## II. 4 Situation démographique et socio-économique

### II.4. 1 Population

La population de la commune de Nobéré était estimée à 32 814 habitants selon les résultats du Recensement Général de la Population et de l'Habitation (RGPH) définitif de 2006. Avec un taux de croissance estimé de 1,83%, cette population est passée à 36 648 habitants en 2012, soit 19 662 femmes (53,63%) et 16 968 hommes (46,35%). La population active quant à elle est estimée à 46,45% de la population totale de la commune.

### II.4. 2 Situation socio-économique

Sur le plan économique, l'agriculture, l'élevage, le maraîchage et le commerce sont les principales activités de la commune. L'agriculture est marquée par une insuffisance des productions au regard des besoins. Les secteurs de production agro-sylvo-pastorale sont marqués par l'insécurité foncière, l'enclavement et l'insuffisance d'eau de production. Ce qui a pour conséquence le maintien de la population dans une certaine précarité et une faiblesse de la base économique communale.

### III. ETAT DES LIEUX DES INFRASTRUCTURES EXISTANTES

Il est important de noter que les travaux de construction du barrage ont été entamés en 2004 et interrompus jusqu'à ce jour. Une partie de la digue et du déversoir ont été réalisée. Une sortie de terrain nous a donc permis d'établir un état des lieux.

#### III.1 Le déversoir

Le déversoir en place est un déversoir poids en position latérale (rive droite), en béton armé, de forme semi-trapézoïdale. (Figure 6). Des estimations faites sur le terrain, il a une hauteur d'environ 3 m. La pente du talus aval est de 1V/1H.



Figure 6: Déversoir actuel du barrage de TOEMIGHIN

#### III.2 La digue et la prise d'eau

La digue du barrage existant est longue d'environ 300 m, en remblai latéritique compacté avec des talus de pentes 1V/2H, non protégés et érodés par endroit (Figure 7). La hauteur maximale de la digue est d'environ 4 m, pour une largeur en crête de 3,5 [m]. Une prise aménagée en béton alimente une conduite en fonte passant sous la digue de 300 [mm] de diamètre.



Figure 7 : Digue actuelle du barrage de TOEMIGHIN

## **IV. MATERIEL ET METHODES**

### **IV.1 Matériel**

Afin de mener à bien notre étude, nous avons utilisé :

- Un GPS pour relever les coordonnées géographiques du site ;
- Les logiciels Google Earth et Global Mapper pour compléter les études topographiques ;
- Le logiciel Arcgis pour le géotraitement et la cartographie ;
- Le logiciel Hyfran pour la vérification des traitements statistiques des données pluviométriques ;
- Le logiciel Géoslope 2018 pour la vérification de la stabilité des talus ;
- Le Logiciel CYPE pour le dimensionnement du mur bajoyer ;
- Le pack Microsoft Office (Excel, Word) pour les traitements de texte et calculs ;
- Le logiciel AutoCAD 2018 : pour les différents dessins ;
- Le logiciel CLIMWAT 2.0 for CROPWAT : pour la détermination des coefficients cultureux.

### **IV.2 METHODES**

Pour atteindre les objectifs fixés, une collecte de documents et données de terrain relatifs à la zone du projet a été effectuée. Ces données ont permis de réaliser les études de base cartographiques, topographique, géotechnique, hydrologique et hydraulique. Ensuite, la conception des différents ouvrages du barrage a été effectuée.

#### **IV.2.1 Etude topographique et géotechnique**

Les données topographiques influent de manière notable sur le dimensionnement de la digue et de ses ouvrages annexes. Nous avons donc effectué un levé topographique sur le site et ensuite procédé au traitement des données sur le logiciel Covadis.

En ce qui concerne l'étude géotechnique, des prélèvements ont été effectués sur le site du barrage. Les essais ont été effectués au laboratoire Eco- Matériaux et Habitat Durable (LEMHaD) de 2iE, en vue de déterminer les caractéristiques du sol de fondation dans l'axe prévu pour la digue du barrage et de caractériser les zones d'emprunt pour la mise en œuvre des différents ouvrages : digue, déversoir et ouvrages annexes.

## IV .2. 2 Etude de la pluviométrie

Elle a été faite avec des données de pluies annuelles et de pluies maximales journalières des stations climatiques de Manga et de Pô (Sur la période 1988 à 2017), fournies par l'Agence Nationale de la Météorologie du Burkina (ANAM). L'analyse des pluies a permis de situer notre zone d'étude dans le climat tropical sec, sur la base de la classification ci-dessous définis par Rodier.[7]

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

En ce qui concerne l'analyse fréquentielle des pluies deux méthodes ont été utilisées à savoir : la méthode de Gauss pour les pluies moyennes annuelles et la méthode de Gumbel pour les pluies maximales journalières.

Désignation	Fonction de répartition/ probabilité de non dépassement	Paramètres
<b>Loi de GAUSS</b>	$F(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^u e^{-\frac{1}{2u^2}} du$	$u = \frac{x-\bar{x}}{s}$ : Variable réduite de GAUSS $\bar{x}$ : Moyenne et s : Ecart type
<b>Loi de GUMBEL</b>	$F(x) = e\left[-e^{-\left(\frac{x-a}{b}\right)}\right]$ $x_0$ =Paramètre de position $1/a$ =Paramètre d'échelle	$U = -\ln(-\ln F(x))$ : Variable réduite de Gumbel

## IV .2. 3 Etude hydrologique

### IV.2.3.1 Caractérisation du bassin versant

Le bassin versant topographique en une section d'un cours d'eau se définit comme étant la surface topographique drainée par ce cours d'eau et ses affluents à l'amont de cette section appelée exutoire. Il est entièrement caractérisé par cet exutoire, à partir duquel ces limites peuvent être déterminées. La caractérisation du bassin versant consiste à sa délimitation, la détermination de ses paramètres hydro-morphologiques et à la construction de l'hydrogramme de crue.

La classe du bassin versant a été déterminée suivant les classifications de l'Organisation des Nations Unies pour l'alimentation et l'Agriculture (FAO). En effet selon la taille du bassin versant et la

zone climatique quatre (04) classes définies par Rodier dans bulletin 54 de la FAO peuvent être distinguées comme présentées dans le Tableau 1

**Tableau 1: Classe de bassin versant en fonction de la taille**

Classe de bassin versant		Superficie (S) du bassin versant
Classe 1	Très petits bassins versants	Superficie de quelques ha
Classe 2	Petits bassins versants	Superficie compris entre 2 et 40 km <sup>2</sup>
Classe 3	Bassins versants moyen	Superficie compris entre 40 et 1000 km <sup>2</sup>
Classe 4	Grands bassins versant	Superficie supérieure à 1000 km <sup>2</sup>

Afin de mener à bien la caractérisation du bassin versant, plusieurs paramètres seront évalués.

❖ **L'indice de compacité de Gravelius**

Appelé également coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie.

$K_G = 0,282 * \frac{P}{\sqrt{S}}$	Avec	✓ P : Périmètre du bassin, en km ✓ S : Superficie du bassin, en km <sup>2</sup>
	Si	✓ $K_G = 1$ : Bassin versant circulaire ✓ $1 < K_G < 1,3$ : Bassin versant compact ✓ $K_G > 1,3$ : Bassin versant allongé.

❖ **Longueur du rectangle équivalent**

Le rectangle équivalent est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Sa longueur est donnée par :

$Leq[Km] = \frac{P + \sqrt{P^2 - 16S}}{4}$	✓ P : Périmètre du bassin, en km ✓ S : Superficie du bassin, en km <sup>2</sup>
--	--

❖ **Courbe hypsométrique**

Nous avons dans un premier temps déterminé les surfaces partielles pour des intervalles de 5m d'altitude sur Global Mapper. Les surfaces sont ensuite cumulées de l'altitude la plus grande vers l'exutoire. La courbe hypsométrique fournit une vue globale sur la pente du bassin versant. Cette courbe représente la répartition de la surface totale du bassin versant en fonction de l'altitude.



❖ **Indice global de pente et l'indice de pente corrigé**

C'est un indice caractérisant le relief d'un bassin et influant donc sur les débits de crues.

Les pentes transversales **It** ont été calculées en six (06) sections différentes et la moyenne des différents résultats est retenue comme pente transversale (It) du bassin versant. Cette dernière a été comparée à la pente longitudinale (Ig) pour s'assurer d'une éventuelle correction de l'indice global de pente suivant la formule. (Correction de Ig lorsque la différence entre **Ig** et It est supérieur à 20%)

$I_{g[m/Km]} = \frac{D}{L}$ $I_{g_{cor}} = \frac{[(n - 1) * I_g + IT]}{n}$	<p>L : Longueur du rectangle équivalent, en km</p> <p>D : [Alt5% – Alt95%] de la courbe hypsométrique, en m</p> $\begin{cases} n = 2 \text{ pour } L < 5\text{km} \\ n = 3 \text{ pour } 5 \text{ Km} < L < 25 \text{ Km} \\ n = 4 \text{ pour } 25 \text{ Km} < L < 50 \text{ Km} \\ n = 5 \text{ pour } L > 50 \text{ Km} \end{cases}$
--	--

❖ **Dénivelée spécifique et densité de drainage**

Elle permet la distinction des classes de relief du bassin versant et s'exprime par la relation :

$D_s[m] = I_g * \sqrt{S}$ $D_d = \frac{\text{Longueur du réseau hydrographique}}{S}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>I_g</math> : Indice global de pente en <math>\left[\frac{m}{Km}\right]</math></li> <li>✓ S : Superficie du bassin, en <math>[km^2]</math></li> <li>✓ <math>D_s</math>: Dénivelée spécifique [m]</li> <li>✓ <math>D_d</math> : Densité de drainage <math>\left[\frac{Km}{Km^2}\right]</math></li> </ul>
--	---

On distingue trois types de [7]relief à savoir :

- ✓  $D_s < 50$  m Relief faible ;
- ✓  $50 \text{ m} < D_s < 100$  m Relief modéré ;
- ✓  $D_s > 100$  m Relief fort

❖ **Pente longitudinale du Bassin versant**

Elle a été calculée suivant la formule simplifiée de GRESILLON  $I_{BV}[m/km] = \frac{26}{\sqrt{s(km^2)}}$

❖ **Classe d'infiltration du bassin versant**

Le bassin versant peut être placé dans la classe d'infiltration P3 ou RI qui désigne un bassin versant relativement imperméable, suivant la classification de l'ORSTOM

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

#### IV.2.3.2 Prédétermination des crues

Le cours d'eau n'étant pas jaugé à la section du barrage la détermination des débits de crue est faite suivant la méthode ORSTOM de AUVRAY et RODIER et celle dite de régression linéaires de PECH et CHABBI ou méthode CIEH décrites dans le manuel de détermination des crues et apport de la FAO [7].

##### IV.2.3.2.1 Méthode ORSTOM

###### ❖ Débit de pointe de ruissellement superficiel de la crue décennale $Q_{r10}$

Le débit de pointe correspondant au ruissèlement superficiel de la crue décennale est défini par la relation suivante :

$Q_{r10} = \frac{A * P_{10} * K_{r10} * \alpha_{10} * S}{Tb_{10}}$	<p><b>A</b> Coefficient d'abattement</p> <p><b>P<sub>10</sub></b> Pluie journalière décennale (mm)</p> <p><b>K<sub>r10</sub></b> Coefficient de ruissellement pour une crue décennale</p> <p><b>α<sub>10</sub></b> Coefficient de pointe correspondant à la crue décennale</p> <p><b>S</b> Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)</p> <p><b>Tb<sub>10</sub></b> Temps de base (min)</p>
--	--

###### • Détermination des paramètres

###### Détermination du coefficient d'abattement A

Il se détermine par la relation :

$A = 1 - \left[ \frac{(161 - 0,042 * \overline{Pan})}{1000} \right] * \log S$	<p><b>S</b> Superficie en Km<sup>2</sup></p> <p><b><math>\overline{Pan}</math></b> Hauteur moyenne de précipitation annuelle (mm)</p>
---	---

### Estimation de la hauteur de l'averse ponctuelle de fréquence décennale $P_{10}$

La hauteur d'averse décennale  $P_{10}$  est assimilée à la pluie journalière de même fréquence. Elle est déterminée à partir d'ajustements statistiques de GUMBEL effectués sur les observations d'un poste de référence à savoir celle de Manga.

### Estimation du coefficient de ruissellement décennal $Kr_{10}$

Pour une précipitation décennale ponctuelle  $P_{10}$  différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissellement  $Kr_{10}$  est faite par interpolation linéaire entre les valeurs  $Kr_{70}$  et  $Kr_{100}$

$Kr_{70} \text{ ou } Kr_{100} = S * \frac{a}{(s + b)} + c$	<b>S</b> la superficie en $Km^2$
--	----------------------------------

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

### Le coefficient de pointe $\alpha_{10}$

Le coefficient de pointe décennal  $\alpha_{10}$  est pris égal à 2,6.

### Le temps de base $Tb_{10}$

Le temps de base est la durée qui s'écoule entre le début de la montée du niveau d'eau et la fin du ruissellement pur de la crue. La valeur du temps de base est obtenue par interpolation linéaire entre les valeurs de l'indice de pente (3 et 7) encadrant l'indice de pente du bassin versant étudié.

$Tb_{10} = a * S^{0.36} + b$	Pour $Ig_{cor} = 3$ on a $Tb_{10} = 325 * S^{0.36} + 315$ Pour $Ig_{cor} = 7$ on a $Tb_{10} = 163 * S^{0.36} + 142$
------------------------------	--

### ❖ Calcul du débit de pointe décennal $Q_{10}$

$Q_{10}(m^3/s) = m * Qr_{10}$ (Triboulet et al.)	✓ m : coefficient de majoration qui est fonction de classe d'infiltrabilité du bassin et de la zone climatique ✓ $Qr_{10}$ : le débit de ruissellement décennal.
---	---

La valeur de m est 1,03 pour un bassin de classe d'infiltrabilité I et 1,05 pour la classe d'infiltrabilité P. Notre bassin est de classe d'infiltrabilité RI et nous prenons une valeur moyenne qui est de **1,04**

#### IV.2.3.2.2 Méthode CIEH

La crue décennale est donnée par les équations de la forme suivante :

$Q_{10} = a * S^s * \overline{Pan}^p * I_g^i * Kr_{10}^k * Dd^d$	S : Superficie du Bassin Versant (Km <sup>2</sup> )
	$\overline{Pan}$ Hauteur moyenne de précipitation annuelle (mm)
	I <sub>g</sub> Indice global de pente (m/Km)
	Kr <sub>10</sub> Coefficient de ruissellement pour une crue décennale
	Dd Densité de drainage

Les des coefficients a, s, p, i, k et d sont à déterminer en fonction de la pluviométrie, des coordonnées géographiques (longitude et latitude) et du découpage par pays ou groupes de pays. Pour le choix des équations, celles qui ayant des valeurs élevées de **r<sup>2</sup>** (corrélation) et **n** (échantillon).

Equations choisies	Echantillon	Corrélation	Coefficients				
			a	s	Ig	Pm10	Kr10
12	176	0,795	0,095	0,643	0,406		1,038
40	60	0,824	0,254	0,462	0,101		0,976
44	133	0,757	203	0,342		-1,301	0,813

#### IV.2.3.2.3 L'hydrogramme de crue

L'hydrogramme de crue est un graphique sur lequel on peut lire la variation du débit en fonction du temps pendant une crue.

Pour intégrer tous les paramètres constitutifs de l'hydrogramme, la méthode CIEH recommande de le bâtir en 3 tronçons linéaires.

- ❖ Temps de base Tb
- ❖ Temps de montée Tm
- ❖ Calcul du débit de discontinuité (Qd) : C'est le débit à partir duquel la pente de la décrue change.

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

#### IV.2.3.2.4 Calcul de la crue projet

##### ❖ Choix de la période de retour

En vue de sécuriser l'ouvrage à travers le dimensionnement, le choix de la période de retour de la crue de projet est fonction des situations suivantes : [8]

H[m] la hauteur d'eau moyenne de la retenue et V le volume de la retenue [hm<sup>3</sup>]

$H^2\sqrt{V}$	< 5	5 à 30	30 à 100	100 à 700	> 700
Période de retour en années (crue)	100 (centennale)	500 (cinquennale)	1000 (millennale)	5000 (cinquennale)	10000 (décennale)

Dans le cadre de notre étude, nous optons pour une crue centennale pour des questions de coûts, mais aussi du fait que par sa taille l'ouvrage reste assez modeste.

##### ❖ Passage de la crue décennale à la crue centennale (crue du projet) par la méthode Gradex

Selon cette approche, toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale. Le supplément de débit se traduit par un coefficient multiplicateur C.

$Q_{100} = C * Q_{10}$ <p>Avec</p> $C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{(Tb_{10})^{0.12}}{Kr10}$	<p>Q<sub>10</sub> Débit de crue décennale (m<sup>3</sup>/s)</p> <p>Q<sub>100</sub> Débit de crue centennale (m<sup>3</sup>/s)</p> <p>C Coefficient de passage de Q<sub>10</sub> à Q<sub>100</sub></p> <p>P<sub>10</sub> Précipitation journalière correspondant à la période de retour 10 ans</p> <p>P<sub>100</sub> Précipitation journalière correspondant à la période de retour 100 ans</p> <p>Tb est le temps de base en heures</p> <p>Kr10 Coefficient de ruissèlement de la crue décennale en (fraction)</p>
--	---

#### IV.2.3.2.5 Calcul de la crue de rupture

Selon la CIGB (Commission Internationale des Grands Barrages) la crue de rupture d'un barrage peut être approchée par la relation suivante.

$Q_{Rupture} = 2 * L_{dev} * [R + 0, 2]^{1.5} + 0, 15 L_{digue}$	<p>L<sub>dev</sub> : Longueur déversoir [m]</p> <p>L<sub>digue</sub> : Longueur digue sans déversoir [m]</p> <p>R : Revanche totale [m]</p>
--	---

#### IV .2. 4 Étude de la retenue

##### IV.2.4.1 Calcul des apports liquides

Il est important de s'assurer qu'en toute saison, les apports du bassin versant sont susceptibles de remplir la cuvette. Ces apports seront évalués à l'aide des méthodes de Coûtagne et de Rodier, et la valeur minimale sera retenue pour plus de sécurité.

Les relations suivantes utilisées par l'ONBAH permettent l'estimation des coefficients d'écoulement en année quinquennale et décennale sèche[9].

$$\alpha = \begin{cases} 0,5 & \text{pour le calcul de } Ke_{10} \text{ en année décennale sèche} \\ 0,7 & \text{pour le calcul de } Ke_5 \text{ en année quinquennale sèche} \end{cases}$$

Au cours de notre étude nous avons constaté la présence d'un petit barrage dans le bassin versant. La surface considérée pour le calcul des apports liquides est celle ôtée de la superficie du sous bassin versant.

##### ❖ Méthode de Coûtagne

$\lambda = \frac{1}{0,8 + 0,14 * \bar{T}}$ $P(m) \in \left[ \frac{1}{8\lambda}; \frac{1}{2\lambda} \right] \text{ et } D(m) = P(m) - \lambda P(m)^2$ $Ve = 10^3 * Ke_i * S * Pi$ <p style="text-align: center;">Avec</p> $Ke = \frac{Le}{P} \text{ et } Ke_i = \alpha * Ke$ $Le = P - D$	<p>Ve= Volume écoulé (m<sup>3</sup>)</p> <p>D : Déficit hydrique (m)</p> <p><math>\bar{T}</math>: Température moyenne annuelle (°C)</p> <p><math>\lambda</math>: Coefficient de Coûtagne</p> <p>S : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)</p> <p>Ke<sub>i</sub> : Coefficient d'écoulement en année sèche.</p> <p>P : Pluviométrie de la période considérée (mm)</p> <p>Le : Lamme d'eau ruisselée au cours de la période.</p> <p>Pi : Quantile de la pluie en année sèche, issue de l'analyse fréquentielle</p>
--	--

##### ❖ Méthode de Rodier

La méthode consiste à identifier, dans le catalogue des bassins-type, celui ou ceux ayant les caractéristiques les plus voisins du bassin étudié pour estimer ainsi l'écoulement annuel de ce dernier. Suivant ces caractéristiques, le bassin du barrage de TOEMIGHIN s'identifie à celui de Boulsa. Les lames écoulées de fréquence médiane, quinquennale sèche et décennale sèche

correspondant respectivement à  $P_{med} = 1000$  mm et  $P_{med} = 750$  mm ont été estimées. Le calcul de la lame écoulée ( $L_e$ ) rapportée à la pluie médiane ( $P_{med}$ ) s'est fait par interpolation logarithmique (Log10) suivant le système d'équations :

$$\begin{cases} \text{Log}(L_{e_{med}}) = \text{Log}(L_{e_{750}}) + [\text{Log}(L_{e_{1000}}) - \text{Log}(L_{e_{750}})] * \frac{P_{med} - 750}{1000 - 750} \\ L_{e_{med}} = 10^{\text{Log}(L_{e_{med}})} \end{cases}$$

Avec  $P_{med} = 0,98 * P_{moy} - 6,8$

#### **IV.2.4.2 Calcul des pertes**

Les pertes sont celles dues aux dépôts solides, à l'infiltration dans la cuvette et à l'évaporation.

##### **❖ Pertes par dépôts solides**

Il existe plusieurs méthodes et formules pour l'estimation du niveau de comblement d'un barrage. Cependant nous retiendrons 03 méthodes de calcul à savoir celles de KARAMBIRI (1998), GRESILLON et de GOTTSCHALK. Dans le cadre de cette étude nous utiliserons la superficie réduite. On a alors [10]:

<b>Auteurs</b>	<b>Formules</b>
<b>KARAMBIRI</b>	$D_1 = 137 * \left(\frac{P}{700}\right)^{-2,2} * S^{-0,05} * [0,25 + 1,13 * (h + r)]^{1,15}$
<b>GRESILLON</b>	$D_2 = 700 * \left(\frac{P}{500}\right)^{-2,2} * S^{-0,1}$
<b>GOTTSCHALK</b>	$D_3 = 260 * S^{-0,1}$
<b>Apports solide</b>	$V = D * S$
<ul style="list-style-type: none"> <li>• P : Pluie moyenne annuelle (mm),</li> <li>• S : Superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>),</li> <li>• h : paramètre anthropique (0,6) pour un bassin versant comportant des petites villes, des villages moyens ou situés à proximité de ceux-ci, probabilité d'extension moyenne des villes ou village sur le BV</li> <li>• r : paramètre morphologique (0,3) pour un relief peu accidenté, accusé.</li> <li>• D : dégradation spécifique annuelle (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an) ;</li> <li>• V : Le volume annuel des apports en sédiment.</li> </ul>	

### ❖ Pertes par infiltration et évaporation

La valeur des pertes par infiltration moyenne journalière au Burkina est comprise entre 1 et 3mm. Dans le cadre de notre étude nous considèrerons une infiltration moyenne de **1,5mm/j**.

Les données d'évaporation utilisées sont celles de la station synoptique de Pô (1989-2018). La conversion de l'évaporation bac classe A en évaporation au niveau de la retenue s'est faite suivant la formule établie par Bernard POUYAUD (1986).

$$E_{Lac} \text{ mm/j} = 1,664 * (E_{Bac})^{0,602} [9]$$

#### IV.2.4.3 Evaluation des besoins

##### ❖ Besoins en eau des cultures

Le barrage de TOEMIGHIN sera réalisé afin de subvenir aux besoins en eau d'irrigation d'un périmètre irrigué à l'aval du barrage. Les besoins des spéculations (oignon et papaye) sont estimés par mois durant leur cycle et la consommation maximale mensuelle des deux cultures sera retenue pour l'estimation de la demande en eau d'irrigation. Les différents besoins sont obtenus par les relations suivantes : [11].

ETM = ETP * KC	✓ ETM : Evapotranspiration Maximale
BN = ETM – Pe	✓ ETP : Evapotranspiration Potentielle
Pe = $\begin{cases} 0,8 * P \text{ si } P \geq 75 \text{ mm/mois} \\ 0,6 * P \text{ si } P < 75 \text{ mm/mois} \end{cases}$	✓ Kc : coefficient cultural
	✓ e : Efficience du réseau d'irrigation
BB = BN/e	✓ BN : Besoin Net
	✓ BB : Besoins Brute
	✓ P : Pluie journalière de période de retour 5 ans
	✓ Pe : Pluie efficace

##### ❖ Besoins en eau pastoraux

A l'aide de l'effectif du cheptel obtenu dans le plan communal de développement (PCD), la population moyenne par classe d'animaux a été déterminée pour les trois (03) villages de notre zone d'étude. Avec les taux d'accroissement  $\beta$  du cheptel (les statistiques du secteur de l'élevage au Burkina Faso, 2008), et de la consommation spécifique de chaque espèce [2], [13], nous avons



déterminé la consommation totale en eau engendrée par une population projetée à  $n = 20$  ans par la relation suivante pour chaque espèce.

$$B_{\text{past}} = \text{Population}_{\text{espèce}}(1 + \beta)^n * \text{consommation spécifique}_{\text{espèce}}$$

Cette consommation ne sera considérée que pendant la saison sèche sur la période de novembre à Mai. Pendant l'autre période de l'année, l'eau est disponible un peu partout et les prélèvements sont compensés par les apports dus à la pluie.

#### IV.2.4.4 Evaluation du volume de la retenue et simulation de son utilisation

Fonction de la hauteur de calage du déversoir, la capacité de la retenue est obtenue à partir de la courbe hauteur volume.

Afin de tracer la courbe d'exploitation du barrage, la détermination des besoins en eau et les pertes (par infiltration et évaporation) ont été estimés. Le tracé permet ainsi de simuler l'utilisation de la retenue. Le tracé se fera selon la démarche suivante :

- ❖ A partir du point de la courbe hauteur volume correspondant à la hauteur de calage du déversoir, descendre (verticalement) de la hauteur des pertes du mois considéré ;
- ❖ Décaler ensuite vers la gauche (horizontalement) du volume des besoins du mois considéré avant de projeter la valeur sur la courbe
- ❖ Répéter la procédure pour tous les mois avant la recharge de la cuvette du barrage.

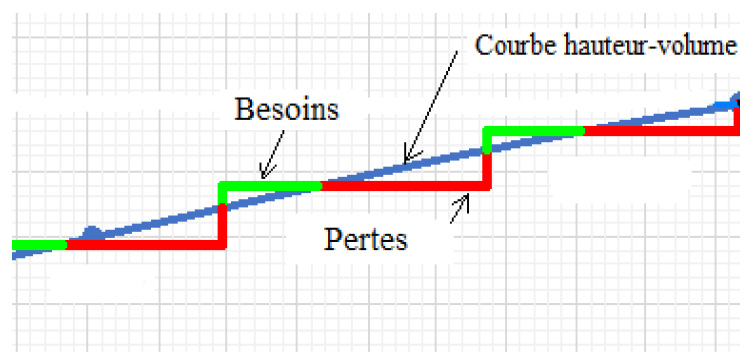


Figure 8 : Méthode de tracé de la courbe d'exploitation

#### IV .2. 5 Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes

Le barrage de TOEMIGHIN est de la classe des petits barrages (Hauteur du barrage < 15 m)[2].

#### IV.2.5.1 Dimensionnement de la digue

##### ❖ Revanche libre

La revanche libre (R) est la différence de niveau entre les plus des hautes eaux (PHE) et la crête du barrage. Son calcul tient compte de la hauteur et la vitesse de propagation des vagues, la vitesse du vent et du fetch (longueur du plan d'eau exposée au vent). Les formules empiriques ci-dessous permettent l'évaluation de la revanche.

- Formule de Stevenson

$h_v = \begin{cases} 0,75 + 0,34 \sqrt{f} - 0,36 \sqrt[4]{f}, & \text{si } f < 18 \text{ km} \\ 0,34 \sqrt{f}, & \text{si } f \geq 18 \text{ km} \end{cases}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>h_v</math> : la hauteur des vagues en mètre</li> <li>✓ <math>f</math> : le Fetch en kilomètre</li> </ul>
---	---

- Formule de Mallet et Pacquant.

$h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{f};$	avec	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>h_v</math> : la hauteur des vagues en mètre</li> <li>✓ <math>f</math> : le Fetch en kilomètre</li> </ul>
---	------	---

La vitesse de propagation des vagues est donnée par :

$v_v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$	avec	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>h_v</math> : la hauteur des vagues en mètre</li> <li>✓ <math>v_v</math> : la hauteur des vagues en m/s</li> </ul>
---------------------------------------	------	--

La revanche libre R est donnée par :

$R = A \left[ h_v + \frac{v_v^2}{2g} \right]$	Avec	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ A : coefficient de sécurité pris (0,75) ;</li> <li>✓ <math>v_v</math> : la vitesse des vagues (m/s);</li> <li>✓ <math>h_v</math> : la hauteur des vagues (m) ;</li> <li>✓ g : l'accélération de la pesanteur (<math>m^2/s</math>) ;</li> <li>✓ R : la revanche libre (m).</li> </ul>
---	------	---

On adoptera la valeur de revanche libre minimale ci-après :

- Barrages de moins de 10 m de haut :  $0,80 \leq R_{\min} \leq 1,50 \text{ m}$

Nous retiendrons donc la valeur  $R = \max(R; R_{\min})$

##### ❖ Hauteur de la digue

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

$H_d = H_r + R + h$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>H_d</math> : Hauteur de la digue</li> <li>✓ <math>H_r</math>: Hauteur de la retenue</li> <li>✓ R: Revanche libre</li> <li>✓ h: Lame d'eau déversant</li> </ul>
---------------------	---

❖ **La largeur en crête de la digue**

Elle est donnée par les relations suivantes. La valeur maximale sera retenue.

<p>KNAPPEN: <math>L_c = 1,65\sqrt{H_d}</math></p> <p>PREECE: <math>L_c = 1,1\sqrt{H_d} + 1</math></p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>H_d</math> : Hauteur de la digue</li> <li>✓ <math>L_c</math> : Largeur en crête de la digue</li> </ul>
---	---

❖ **Largeur en base de la digue**

Elle est donnée par la formule :

$l_b = l_c + \frac{H_d}{\tan\alpha_1} + \frac{H_d}{\tan\alpha_2}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>l_c</math> : largeur en crête du barrage (m)</li> <li>✓ <math>l_b</math> = largeur en base de la digue</li> <li>✓ <math>H_d</math> : hauteur digue (m)</li> <li>✓ <math>\alpha_1</math> et <math>\alpha_2</math> les angles d'inclinaisons des talus</li> </ul>
---	--

❖ **Pentes des talus de la digue**

Les pentes des talus sont fixées par les conditions de stabilités mécaniques du massif et de ses fondations. Avec une hauteur comprise entre 5 et 10 m. Nous retiendrons pour ce barrage une pente amont de 1V/2H et une pente aval 1V/2H conformément au Tableau 2 [2].

**Tableau 2: Fruit indicatif des talus des barrages stables**

Hauteur du barrage en terre	Type de barrage	Talus amont aval	
		Amont	Aval
Inférieur à 5 m	Homogène	1/2,5	1/2
	A zones	1/2	1/2
5 à 10 m	<b>Homogènes, granulométrie étendue</b>	<b>1/2</b>	<b>1/2</b>
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/2,5	1/2,5
	à zones	1/2	1/2
10 à 20 m	Homogène, granulométrie étendue	1/2	1/2
	Homogène à fort pourcentage d'argile	1/3	1/2,5
	à zones	1/2	1/3

En se basant sur les méthodes de FELLENIUS et de BISHOP, l'étude de stabilité des pentes a été réalisée à l'aide du logiciel Geo-slope.

❖ Protection des talus

Pour la protection des talus des barrages, les perrés secs et maçonnés seront utilisés et les épaisseurs calculées à l'aide de la formule suivante :

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

❖ Infiltration dans la digue

Les formules du Tableau 3 illustrées sur la Figure 9, permettent de déterminer les dimensions du drain pour l'évacuation du débit de fuite.

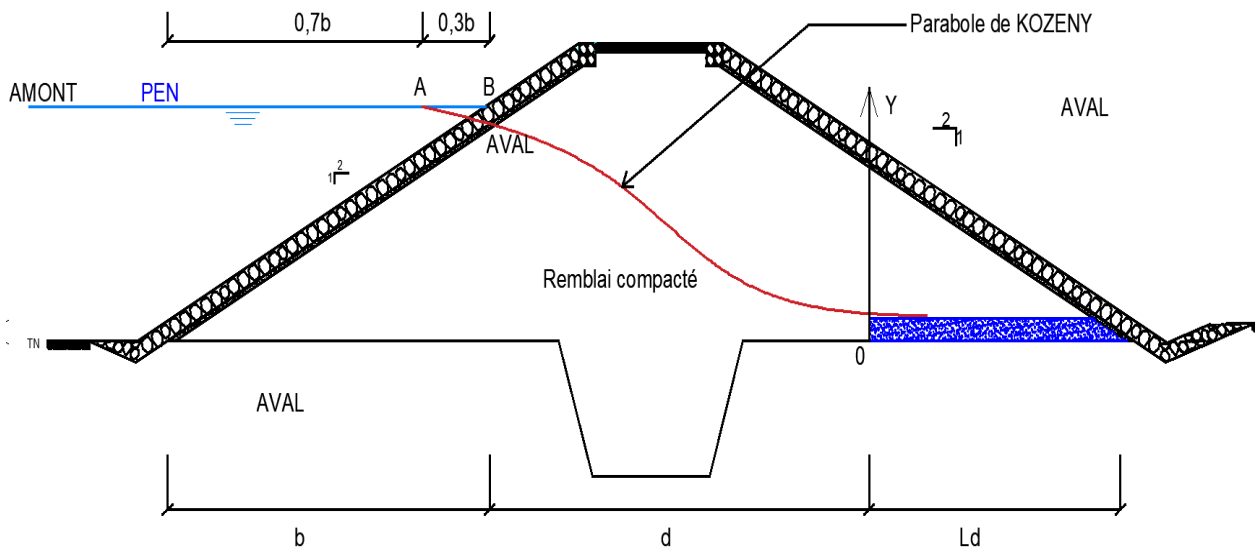


Figure 9 : Paramètres de calcul du drain

Tableau 3 : Calcul de l'infiltration dans la digue

Désignation	Paramètres	Formules
Paramètre d (m)	d	$d = (l_f - l_d) - 0.7b$
Paramètre b (m)	b	$b = Hr / \tan \alpha$
Hauteur du drain $y_0$ (m)	$y_0$	$\sqrt{(Hr^2 + d^2)} - d$
Le débit à évacuer par le drain : ( $m^3/s/ml$ )	q	$q = kr * y_0$
Longueur du drain (m)	$l_d$	$l_d = l_f / 4$
Epaisseur du drain	$e_{drain}$	$e_{drain} = 2 * (q * l_d / k_d)^{0,5}$

Dans le cadre de ce projet, le coefficient de perméabilité du remblai ( $K_R$ ) est de  $5,87.10^{-7} m/s$  et celui du drain constitué de sable est ( $K_d$ ) de  $10^{-4} m/s$ .

❖ **Tranchée d'étanchéité**

La tranchée d'étanchéité a pour objectif de prévenir la formation de renards en allongeant les lignes de fuite et ainsi d'augmenter l'étanchéité de l'ouvrage.

Nous proposons à cet effet une prétranchée réalisé au bulldozer et approfondie par une tranchée creusée manuellement et remblayées en argile compacté[9].

La profondeur de la tranchée est déterminée par la règle de LANE, traduite par l'expression suivante :

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

$P_{min} = \frac{CH - \frac{\sum Lh}{3}}{2}$	<p><math>L_h</math> : Longueur des cheminements horizontaux en (m)</p> <p><math>L_v</math> : Longueur des cheminements verticaux en (m)</p> <p>H : Hauteur d'eau en amont du barrage en (m)</p> <p>C : Coefficient de LANE qui dépend de la nature du terrain</p> <p>Pmin : Profondeur minimale de la tranchée d'ancrage (m)</p>
--	--

**IV.2.5.2 Bassin de dissipation**

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

$Q = K_s \frac{(y(b + my_n))^{5/3}}{(b + 2my_n)^{2/3}} \sqrt{I}$	<p>Q débit évacué par le déversoir</p>
--	--

❖ **Choix du type de bassin de dissipation et ses caractéristiques.**

Le type de bassin a été choisi en fonction du nombre de Froude (F) et de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin  $v_1$ . Nous procéderons par la résolution d'un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI pour déterminer le tirant d'eau  $y_1$  et la vitesse  $v_1$  à l'entrée du ressaut. Soit le système d'équation de la vitesse et du tirant d'eau ci-dessous.

$\left\{ \begin{array}{l} V = \sqrt{2g \left[ 0.9 \left( H + h + \frac{V_0^2}{2g} \right) - Y_1 \right]} \\ Y_1 = \frac{Q}{l \times V_1} \\ F = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}} \end{array} \right.$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ l : longueur du seuil déversant (m) ;</li> <li>✓ Q : le débit laminaire (m<sup>3</sup>/s) ;</li> <li>✓ q : débit spécifique sur seuil (m<sup>3</sup>/s/ml) ;</li> <li>✓ h : la lame d'eau sur le seuil ;</li> <li>✓ H : hauteur libre du déversoir ;</li> <li>✓ V<sub>0</sub> : la vitesse de l'eau sur le seuil ;</li> <li>✓ y<sub>1</sub> : le tirant d'eau à l'entrée du réseau ;</li> <li>✓ V<sub>1</sub> : la vitesse à l'entrée du réseau ;</li> <li>✓ F : le nombre de Froude.</li> </ul>
--	---

Les dimensions des éléments du bassin de dissipation (blocs de chute, blocs chicanes, seuil terminal et la longueur du bassin) seront déterminées à partir d'abaques.

#### ❖ Protection aval du bassin

Le bassin ne dissipant pas la totalité de l'énergie de l'eau (que 75%), il est nécessaire de protéger l'aval avec du gabion sur une certaine distance [2].

Pour les sols argileux, la vitesse de début d'entraînement  $V_e$  varie de 0,8 à 1,2 m/s. En ce qui concerne cette étude nous prendrons  $V_e = 1\text{m/s}$

- Diamètre minimum des enrochements : cette valeur est lue sur abaque est fonction de  $V_e$
- Epaisseur de la couche d'enrochement :  $e_{\text{enrochement}} = 3 * D_{\text{enrochement}}$
- Longueur de l'enrochement :  $L_{\text{Protection}} \geq 2 * \text{Longueur du bassin de dissipation}$

#### IV.2.5.3 Murs bajoyers

Les murs bajoyers sont placés de part et d'autre du déversoir et assurent la jonction entre la digue et ce dernier. Pour son prédimensionnement, il sera assimilé à un mur de soutènement en béton armé et sa structure est étudiée sur une tranche linéaire d'un mètre de longueur. Une vérification de la stabilité faite avec le logiciel CYPE a permis d'obtenir les dimensions finales du mur.

#### IV.2.5.4 Ouvrage de prise et de vidange

De manière à pouvoir suivre, entretenir et exploiter correctement un barrage, on lui adjoint un ouvrage de prise et un ouvrage de vidange.

Le dimensionnement consiste à caler la prise et à déterminer la longueur et le diamètre de la conduite. Le calage de la prise prendra compte les besoins liés à l'irrigation à l'aval.

Nous opterons pour un ouvrage de prise qui fera office de vidange.

❖ **Longueur de la conduite**

Elle correspond à la longueur en base de la digue majorée d'une certaine valeur compte tenu des conditions pratique. Ainsi on a :

$L = b + (m_1 + m_2) * (Z_{\text{crête}} - Z_{\text{TN}}) + E$	<p>b : Largeur en crête de la digue                  m<sub>1</sub>, m<sub>2</sub> : Pentes des talus amont et aval                  Z<sub>crête</sub> : Côte crête de la digue                  Z<sub>TN</sub> : Côte terrain naturel                  E : Majoration</p>
--	---

❖ **Diamètre de la conduite**

Il doit permettre de livrer le débit du mois de pointe pour l'irrigation avec une charge minimale et permettre une vidange rapide de la retenue en cas de besoin. Le diamètre est donné par la relation :

$Q = V\pi D^2/4,$ <p>Avec la condition <math>h \geq \Delta h</math></p> $\Delta h = 10,29 \frac{Q^2 * L}{K_s^2 * D^{16/3}} * 1,05$	<p>Q : Débit de pointe délivré par la conduite en m<sup>3</sup>/s                  V : Vitesse de l'eau dans la conduite pris égal à 1m/s                  D : diamètre de la conduite                  h : Charge d'eau au-dessus de la conduite en fin de cycle (31 Mai)                  Δh : Pertes de charges</p>
--	--

**IV.2.5.5 Diguettes de protection**

Elles représentent une solution économique pour la protection des chenaux d'évacuation. Elles ont pour fonction de guider les eaux sortant du déversoir le plus loin possible afin de protéger le pied aval du remblai et d'imposer aux eaux un long cheminement avant d'atteindre le lit mineur. [9]

**IV.2.5.6 Echelle limnimétrique**

Une échelle limnimétrique sera placée dans la retenue pour le suivi des variations du niveau d'eau. Elle permet d'améliorer la gestion de la retenue par une connaissance continue des volumes d'eaux disponibles.

## IV .2. 6 Dimensionnement des déversoirs (Trapézoïdal, blocs fusibles et PK Weir)

### IV.2.6.1 Dimensionnement du déversoir Trapézoïdal

L'étude consistera à vérifier la résistance du déversoir avec une marge de sécurité suffisante, aux actions déstabilisatrices dues essentiellement à la poussée de l'eau et aux sous-pressions. Ainsi, nous vérifierons successivement les stabilités internes et externes. De plus, il sera réalisé en béton cyclopéen

#### IV.2.6.1.1 Etude du laminage de crue

Selon Jean Marie Durand et al 1996, la méthode du coefficient  $X_0$  ou méthode E.L.E.R. – C.I.E.H. est la mieux adapté pour les petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale[2].

Dans le souci d'éviter un surdimensionnement de l'ouvrage, le laminage est effectué pour réduire la longueur du déversoir donc d'optimiser le coût de l'ouvrage.

Le laminage se fait suivant la méthodologie ci-dessous :

- Calculer  $L_1$  sans tenir compte du laminage par la relation  $Q_{c_{max}} = m * L_1 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$
- Calculer  $X_{01}$  avec la formule  $X_{01} = \frac{m^2 g L_1^2 Q_{c_{max}} t m^3}{S^3}$  et  $\log_{10} X_{01}$
- Lire ensuite  $\beta_1$  sur l'abaque et calculer  $Q_{e_{max}} = \beta_1 * Q_{c_{max}}$
- Calculer  $L_2$  avec  $\beta_1 * Q_{c_{max}} = m * L_2 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$
- Recommencer le calcul avec  $L_2$  de  $X_{02} = \frac{m^2 g L_2^2 Q_{c_{max}} t m^3}{S^3}$
- Calculer  $Q_{e_{max}} = \beta_2 * Q_{c_{max}}$  et  $L_3 = \beta_2 Q_{c_{max}} = m * L_3 * \sqrt{2g} * h^{3/2}$
- Et ainsi de suite par itérations successives jusqu'à obtenir une valeur convergente de  $L$



#### IV.2.6.1.2 Stabilité du déversoir

Elle consistera à la vérification des conditions suivantes :

##### ❖ Stabilité externe

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Stabilité au non glissement</li> </ul> $F_g = \frac{(W - U) \times \tan\varphi}{P_e + P_t} \geq 1,2$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Stabilité au non renversement</li> </ul> $F_R = \frac{\sum M(W - U)}{\sum M (P_e + P_t)} \geq 1,5$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>\varphi</math>: Angle de frottement des sédiments</li> <li>✓ W : Poids propre du déversoir</li> <li>✓ U : Sous pression (pression hydrostatique interne)</li> <li>✓ <math>P_e</math> : Poussée hydrostatique externe</li> <li>✓ <math>P_t</math> : Poussée des terres (sédiments déposés)</li> <li>✓ <math>F_g</math> et <math>F_R</math> : respectivement facteur de sécurité au non glissement et au non renversement.</li> </ul>
---	--

##### ❖ Stabilité interne

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Condition de non fissuration</li> </ul> $ e  \leq b_2/6$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Condition de non rupture</li> </ul> $\sigma_{max} \leq \sigma_{lim,béton}$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ e : excentricité par rapport à B</li> <li>✓ <math>b_2</math> : largeur en crête du déversoir</li> <li>✓ <math>\sigma_{max}</math> et <math>\sigma_{lim,béton}</math> : respectivement la contrainte d'application au sol et celle admissible du béton</li> </ul>
---	---

##### ❖ Stabilité au poinçonnement

<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vérification de la condition</li> </ul> $1,5 * q_{ref} \leq q_{adm}$ <p>Avec</p> $q_{ref} = \frac{W}{b_2} \left(1 + \frac{6e}{b_2}\right)$ $q_{adm} = CuN_c + q + D\gamma N_q$	<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ <math>q_{ref}</math>: Contrainte de référence</li> <li>✓ <math>q_{adm}</math>: Contrainte max. admissible du sol support</li> <li>✓ <math>N_\gamma, N_c, N_q</math> , Les facteurs de portance</li> <li>✓ <math>\gamma</math>: Poids volumique du sol de fondation</li> <li>✓ D : Profondeur d'ancrage du déversoir</li> <li>✓ Cu : Cohésion du matériau de fondation</li> </ul>
---	---

#### IV.2.6.2 Dimensionnement du déversoir blocs fusibles

Le dimensionnement des blocs fusibles se fera sur la base des hypothèses suivantes :

- Les blocs sont assimilés à un déversoir rectangulaire de type Belanger et de type seuil épais ( $h/b < 1,5$ ) ; et seront dimensionnés avec sous pression
- Le débit est donné en fonction de la charge en amont par l'expression suivante :  $Q = mL\sqrt{2gh^{\frac{3}{2}}}$ , avec  $m=0,385$  une valeur approchée de la formule empirique de Bélanger.[14]

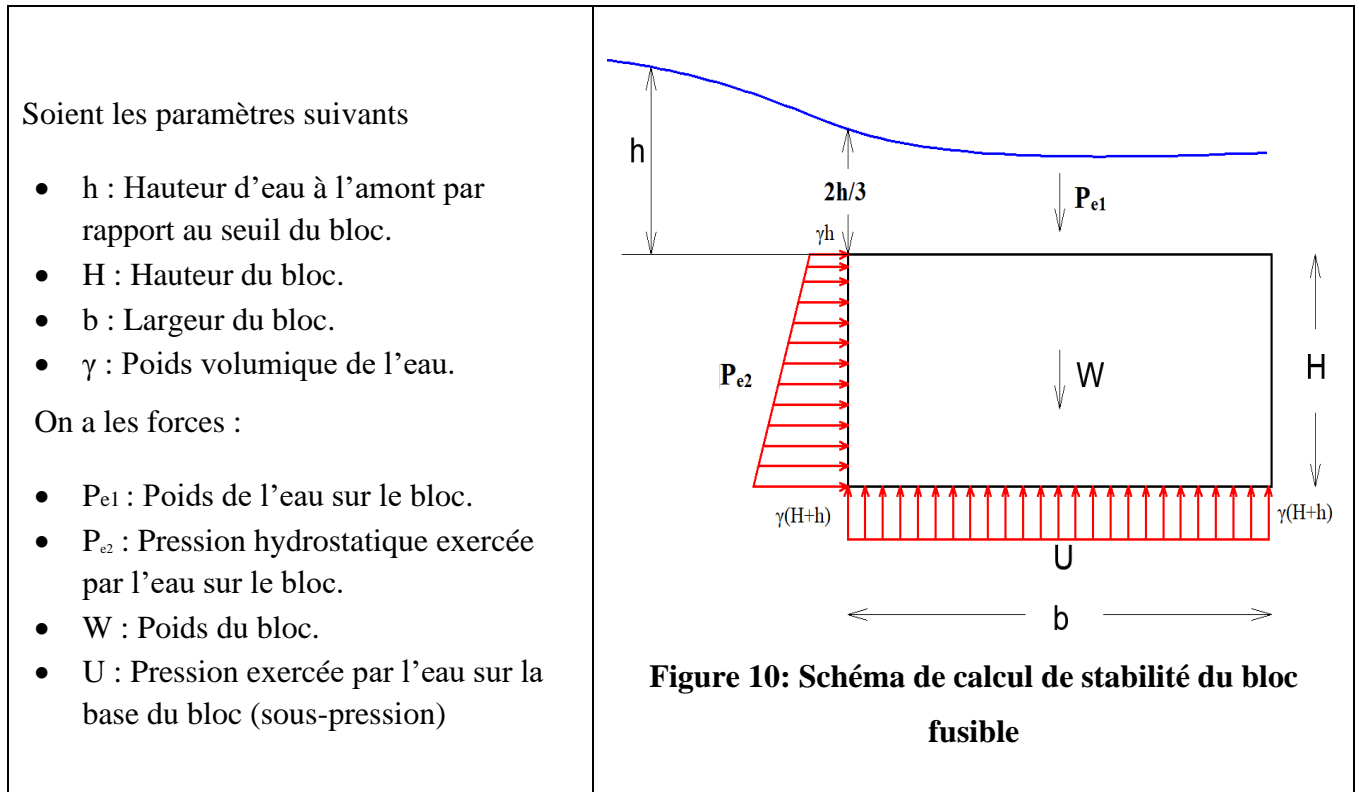
##### IV.2.6.2.1 Prédimensionnement des blocs fusibles

Il consiste à la détermination des dimensions géométriques du bloc.

- La longueur d'un bloc est fonction de son importance, des facilités de construction et des conditions locales du site ;
- En ce qui concerne la hauteur des blocs fusibles, elle est fixée et dépend de la surélévation du déversoir désirée ;
- Des murs séparateurs d'épaisseur 15 cm sont placés entre les blocs afin d'éviter l'entraînement des autres blocs lorsqu'il y a basculement.

#### IV.2.6.2.2 Sollicitations appliquées au bloc fusible

❖ Bilan des forces appliquées au bloc fusible



On obtient les sollicitations suivantes :

**Tableau 4 : Sollicitations sur le bloc fusible**

Forces		Bras de levier	Moments par rapport à la butée
$P_{e2}$ : Pression hydrostatique exercée par l'eau sur le bloc.	$P_{e2} = \frac{\gamma(H + 2h)H}{2}$	$d_{P_{e2}} = \frac{H(H + 3h)}{3(H + 2h)}$	$M_{P_{e2}} = \frac{\gamma(H + 3h)}{6} H^2$
$P_{e1}$ : Poids de l'eau sur le bloc.	$P_{e1} = \frac{2}{3} \gamma hb$	$d_{P_{e1}} = \frac{b}{2}$	$M_{P_{e1}} = \frac{\gamma hb^2}{3}$
$P_p$ : Poids du bloc.	$P_p = \gamma_b Hb$	$d_{P_p} = \frac{b}{2}$	$M_{P_p} = \frac{\gamma_b Hb^2}{2}$
$U$ : Pression exercée par l'eau sur la base du bloc (sous-pression)	$U = \gamma(H + h)b$	$d_U = \frac{b}{2}$	$M_U = \frac{\gamma(H + h)}{2} b^2$

❖ Stabilité au renversement

La largeur du bloc est étroitement liée à la charge d'eau sur le bloc. Et l'emplacement des différents blocs n'a pas d'incidence sur le débit évacué et sur le basculement des blocs. La largeur et la hauteur de basculement du bloc est exprimée par l'égalité entre les moments stabilisants et des moments renversants[4].

Des sollicitations ci-dessus résultent des moments stabilisants et renversants et la limite de stabilité au renversement est donnée par la relation suivante :

$$\begin{aligned} \sum \text{Moments stabilisants} &\geq \sum \text{Moments résistants} \\ \sum \text{Moments stabilisants} &\geq \frac{1}{2} H b^2 (\gamma_b - \gamma) - \gamma h b^2 \\ \sum \text{Moments résistants} &\leq \frac{\gamma(H + 3h)}{6} H^2 \end{aligned}$$

Ce qui nous permet de déduire la largeur du bloc par la relation  $b \geq H^* \sqrt{\frac{(H+3h)}{3\frac{\gamma_b}{\gamma}H-3H-h}}$

Par suite la valeur de la largeur du bloc b sera choisie de façon à faciliter la mise en œuvre. La valeur de la charge réelle à l'amont du déversoir est donnée par :

$$h = \frac{3Hb^2 \left(\frac{\gamma_b}{\gamma}\right) - 3Hb^2 - H^3}{b^2 + 3H^2}$$

#### IV.2.6.2.3 Stabilité au glissement

La stabilité au glissement est assurée par des butées dans le bord aval du déversoir qui sont ancrées dans le seuil. L'ampleur de la force exercée sur la butée peut être estimée en calculant la force hydrostatique amont appliquée sur le bloc.

#### IV.2.6.3 Dimensionnement du déversoir piano keys Weir (PK WEIR)

Le comportement hydraulique d'un évacuateur labyrinthe de type PK-Weir a été analysé sur la base d'essais expérimentaux systématiques qui ont conduit aux observations suivantes :

- Le nombre d'alvéoles n'a pas d'influence sur le débit spécifique par unité de longueur de crête. Ainsi, les résultats obtenus avec un cycle et demi d'alvéoles s'appliquent à des nombres de cycles plus élevés.
- Un rapport entre les largeurs des alvéoles d'entrée et de sortie  $a/b \geq 0.8$  est gage d'efficacité.

Pour notre étude nous utiliserons un rapport  $a/b = 1,25$ [15]

Le dimensionnement hydraulique du PKW reste problématique, vu que le pré dimensionnement est basé sur l'exploitation de résultats expérimentaux. Afin d'obtenir les dimensions finales, la réalisation d'un modèle réduit expérimentale est souhaitable.

Pour le dimensionnement du déversoir, nous utiliserons le modèle de type A (Figure 11) et les relations du (Tableau 5)

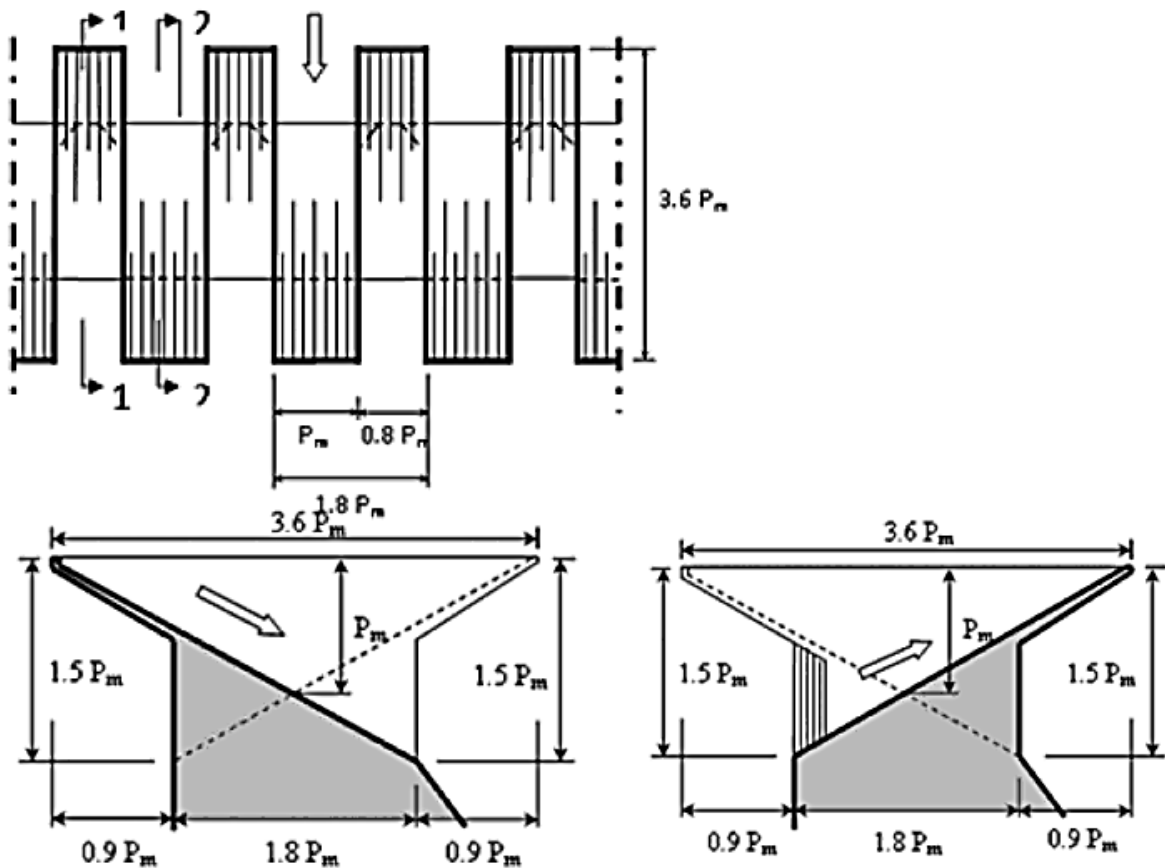


Figure 11: Modèle standard type A

**Tableau 5: Formules de prédimensionnement du PK Weir**

Désignation	Formules	unité
Type de PK Weir	Standard A	
Longueur du déversoir	L	m
Débit total	$Q_t = Q_{100} \text{ gradex}$	$\text{m}^3/\text{s}$
Débit spécifique q	$q = Q_t/L$	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$
Charge au-dessus du seuil	Fixée	m
Hauteur des mur H=Pm	$H = (q/4,25 \cdot h)^2$	m
Hauteur totale du déversoir sur son assise	$P = 1,5 \cdot H$	m
Largeur des murs	$L = 3,6 \cdot H$	m
Longueur de l'alvéole amont et aval (porte à faux)	$c = d = 0,9 \cdot H$	m
Largeur de l'alvéole amont	$a = H$	m
Largeur de l'alvéole aval	$b = 0,8 \cdot H$	m
Longueur d'un cycle	$W = a + b$	m
N	$N = (a + b + 2 \cdot L) / (a + b)$	-
Epaisseur des murs	e	m
Paramètre	h/H	-
Hauteur à la base	Fixée	m

### Etude de la stabilité

Dans cette partie nous vérifierons la stabilité au glissement et la stabilité au renversement.

#### ➤ Stabilité au glissement

Elle est vérifiée par la relation suivante :  $F_G = \frac{(W - U) \times \tan \varphi}{P_e + P_t} \geq 1,2$  Avec :

- $F_G$ , facteur de sécurité au glissement
- W, le poids propre du déversoir
- U, la sous pression
- $P_e$ , la poussée hydrostatique de l'eau
- $P_t$ , la poussée des terres.

#### ➤ Stabilité au glissement au renversement

Elle est vérifiée par la relation suivante :  $F_R = \frac{\sum M/B(W - U)}{\sum M/B(P_e + P_t)} \geq 1,5$  Avec :

- $F_R$ , facteur de sécurité au renversement et  $M/B$  le moment par rapport au point B
- W, le poids propre du déversoir
- U, la sous pression
- $P_e$ , la poussée hydrostatique de l'eau
- $P_t$ , la poussée des terres.

## **IV .2. 7 Etude financière**

### **IV.2.7.1 Avant métré des ouvrages**

L'avant métré désigne la quantification des éléments d'un ouvrage à réaliser. Il est effectué pour l'évaluation du coût du projet.

### **IV.2.7.2 Devis estimatif**

L'estimation du coût en hors taxe a été faite sur la base du document de l'Autorité de Régulation de la Commande Publique (ARCOP) portant sur la mercuriale des prix unitaires dans la section « Construction de petits barrages ».

## **IV .2. 8 Etude comparative des déversoirs**

Le choix d'un évacuateur de crue demeure complexe et laborieux quand on cherche à optimiser techniquement et financièrement l'ouvrage. L'étude comparative a été effectuée sur la base des facteurs suivants : les caractéristiques hydrauliques, la durabilité, les techniques de construction, les charges d'entretien et le coût de réalisation de l'ouvrage.

## **IV .2. 9 Impact environnemental et social**

La mise en œuvre d'aménagements comportant des ouvrages importants comme les barrages ne se fait pas sans interactions remarquables avec les milieux naturel et humain. Leur construction modifie localement l'environnement et change bon nombre des habitudes de vie parfois séculaires des riverains. La gestion des impacts environnementaux et sociaux est régie par le décret N°1187 du 22 octobre 2015 qui à son article 4 classe les travaux, ouvrages, aménagements et activités susceptibles d'avoir des impacts significatifs directs ou indirects sur l'environnement en 03 catégories :

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

Suivant les dispositions de ce décret, les travaux projetés sont classés dans la catégorie « B » des projets soumis à la réalisation d'une Notice d'Impact Environnemental et Social (NIES)

## V. RESULTATS ET DISCUSSION

### V.1 Etude topographique et géotechnique

Après traitement des données du levé topographique nous avons réalisé la courbe hauteur volume et la courbe hauteur surface (Figure 12). A partir de cette courbe le calage de la côte du plan d'eau sera possible.

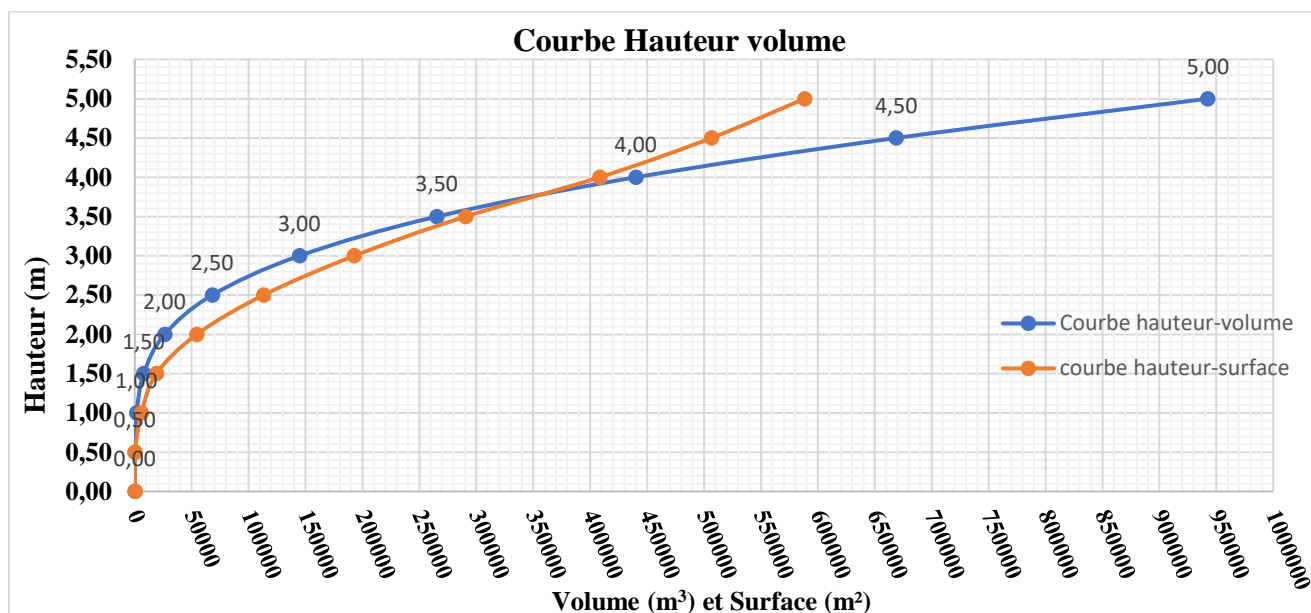


Figure 12: Courbe hauteur volume-courbe hauteur-surface

En ce qui concerne les études géotechniques, la caractérisation des matériaux prélevés au niveau de l'emprunt et du lit mineur donne les résultats présentés dans le (Tableau 6) et les détails seront consignés en Annexe 1 : Synthèse études géotechniques

Tableau 6: Synthèse des études géotechniques

Désignations		Emprunt	Lit mineur
Limites d'Atterberg	Limite de liquidité	35,8%	28,2%
	Limite de plasticité	22,0%	17,3%
Optimum Proctor	Teneur (%)	0,15	0,21
	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,88	1,62
Cisaillement	C (bar)	0,2	0,11
	$\Phi$ (°)	24	28
	$\gamma_{sol}$ (KN/m <sup>3</sup> )	19,51	19,59
Analyse granulométrique : Nature du sol (classification LPC)		Grave argileuse bien gradué	Argile peu plastique
Teneur en eau		3,51%	10,82%
Perméabilité (m/s)		5,87E-07	4,94E-05



Concernant les emprunts, deux zones d'emprunts de grave argileuse dans l'environnement du barrage permettant de mobiliser les quantités de matériaux nécessaires pour les travaux ont été identifiées.

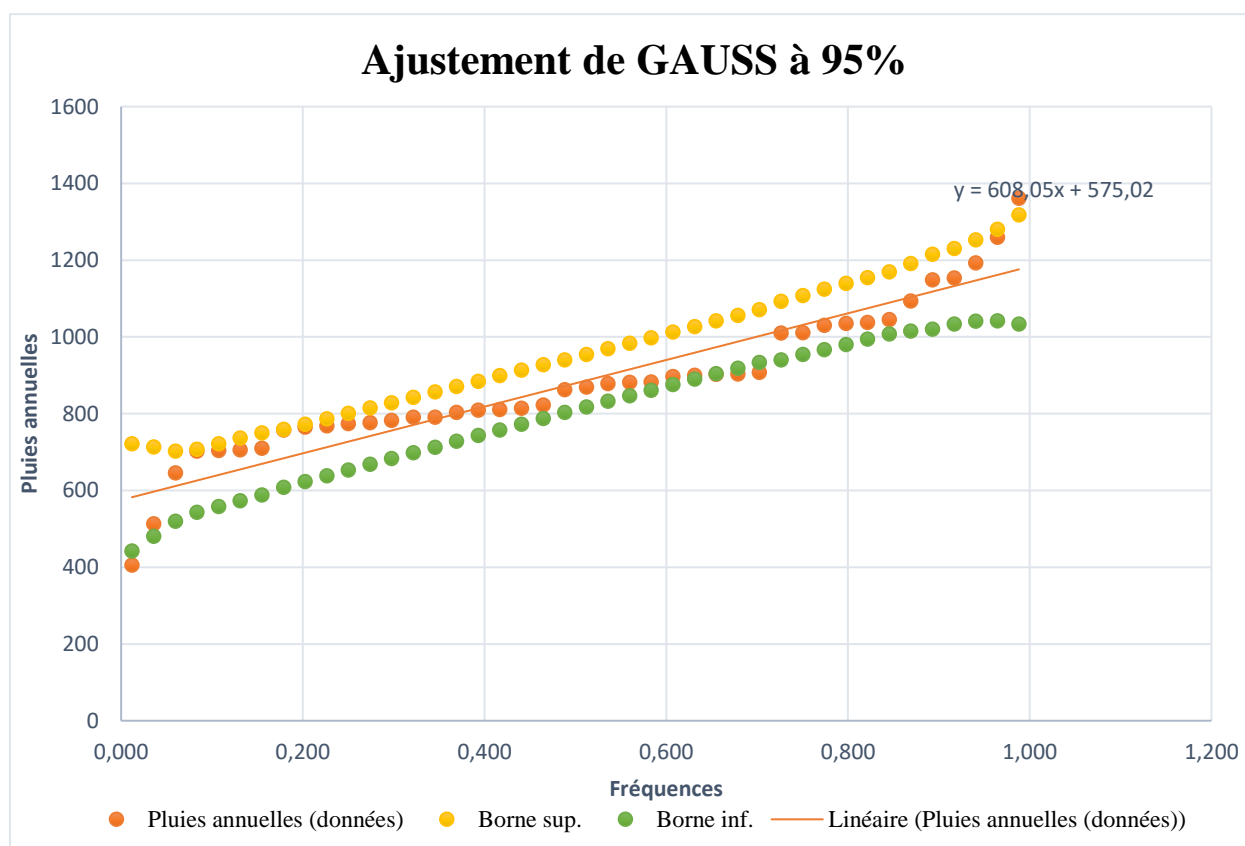
## V.2 Etude hydrologique

### V.2.1 Analyse fréquentielle des pluies

L'analyse des données pluviométriques donne les résultats ci-dessous :

	Période Humide		Période sèche	
Période de retour (an)	5	10	5	10
Pluie annuelle (mm)	1029,5	1119,8	728,6	638,3
Pluie journalière maximale (mm)	81,1	90,3	57,1	52,7

Les graphes des ajustements (Figure 13 et [Erreur ! Source du renvoi introuvable.](#)) Les détails des calculs en [Annexe 2](#) : Etude hydrologique



**Figure 13: Ajustement de GAUSS**

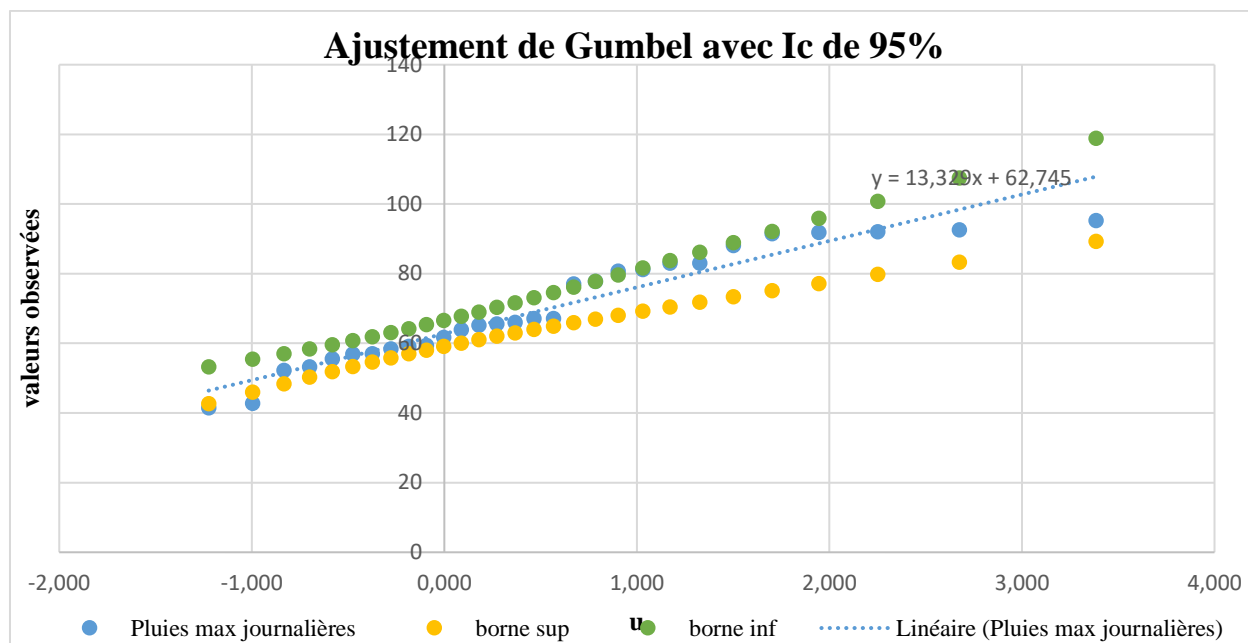


Figure 14: Ajustement de GUMBEL

### V.2.2 Caractérisation du bassin versant

Afin de mener à bien l'étude hydrologique, la caractérisation du bassin versant a été nécessaire. (Tableau 7). Le substratum du bassin est composé de roches imperméables d'une part et perméables d'autre part. Ce contexte géologique montre que le bassin est sur une assise relativement imperméable et par conséquent, il est considéré comme bassin relativement imperméable (RI).

Tableau 7: caractéristiques morphologiques du Bassin versant

Désignation	Symbole	Unité	Valeur
Indice de compacité	KG	-	1,53
Longueur du rectangle équivalent	$L_{eq}$	km	19,69
Altitude maximale	$Z_{max}$	m	342,81
Altitude minimale	$Z_{min}$	m	291,00
Altitude à 5% de surface	$Z(5\%)$	m	332,5
Altitude à 95% de surface	$Z(95\%)$	m	299
Indice global de pente	$I_g$	m/km	1,70
Indice global de pente corrigé	$I_g \text{ cor}$	m/km	4,19
Indice de pente transversale	$I_t$	m/km	9,17
Dénivelée spécifique	$D_s$	m	14,76
Longueur du réseau hydrographique	$L$	km	199,35
Densité de drainage	$D_d$	km/km <sup>2</sup>	2,65
Classe de relief et perméabilité	P3, RI		
Climat	Tropicale sèche (750 < Pan < 1000 mm)		
Typologie du réseau hydrographie	Dendritique		

### V.2.3 Calcul des crues

Les résultats de calcul du débit décennal ainsi que les paramètres suivant les méthodes annoncées plus haut sont consignés dans le (Tableau 8).

De par sa taille, le barrage de TOEMIGHIN sera dimensionné pour une crue centennale.

**Tableau 8: Résultats calcul de la crue décennale**

Superficie	S	km <sup>2</sup>	75,23
Pluie décennale journalière	P10	mm	90,27
Pluie moyenne annuelle	Pan	mm	879,05
Coefficient d'Abattement	A	Sans unité	0,77
Coefficient de ruissèlement	Kr10	Sans unité	0,17
Coefficient de pointe décennale	$\alpha_{10}$	Sans unité	2,6
Temps de base	Tb10	min	1196,24
Temps de montée	Tm10	min	398,75
Crue décennale ORSTOM	Q10	m <sup>3</sup> /s	34,30
Crue décennale CIEH			36,95
Coefficient de gradex	C	-	2,77
Crue de projet ORSTOM	Q100 ORSTOM	m <sup>3</sup> /s	95,17
Crue de projet CIEH	Q100 CIEH	m <sup>3</sup> /s	102,53
Crue de projet retenu	Q100	m <sup>3</sup> /s	102,53
Crue de rupture	Q rupt.	m <sup>3</sup> /s	468,15

#### ❖ Hydrogramme de crue

Construit à l'aide du débit de projet, du temps de base, de montée et du débit de discontinuité, l'hydrogramme de crue (Figure 15) présente l'évolution de la crue dans le temps et renseigne sur le débit maximum de la crue (102,53 m<sup>3</sup>/s). Le débit de discontinuité (31,5 m<sup>3</sup>/s) indique le changement de pente lors de la décrue.

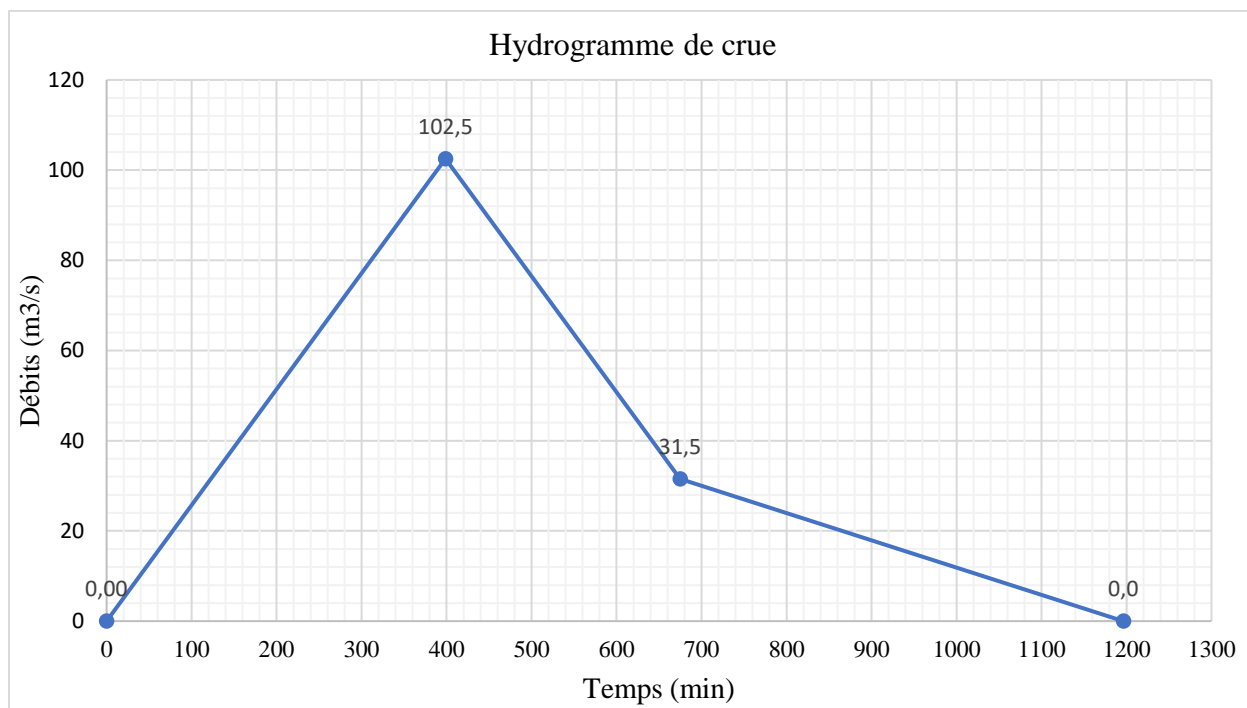


Figure 15: Hydrogramme de crue

Les détails des calculs en Annexe 2 : Etude hydrologique

### V.3 Etude de la retenue

#### V.3.1 Calcul des apports liquides

Au cours de l'étude hydrologique, il ressort que dans le bassin versant du barrage de TOEMIGHIN, se trouve un petit barrage. Pour la détermination des apports liquides, nous avons soustrait la superficie du sous-bassin versant. On obtient ainsi une superficie de **61.5km<sup>2</sup>**. Le Tableau 9 présente la synthèse des résultats obtenus.

Tableau 9 : Synthèse des apports liquides en m<sup>3</sup>

Période de retour (année)	COUTAGNE	RODIER
Période médiane		
Année moyenne	9 937 852,3	2 781 834,60
Période sèche		
10 ans	3 608 112,3	974 149,09
5 ans	5 765 784,5	1 517 088,72

En année décennale sèche on a un apport liquide de **974 149,09 m<sup>3</sup>** selon la méthode de Rodier. La retenue étant d'une capacité de 440 099 m<sup>3</sup> sera donc rempli.

### V.3.2 Calcul des pertes

#### ❖ Dépôts solides

Suite à la détermination des dépôts solides (Tableau 10) nous retiendrons celle donnée par la méthode de KARAMBIRI car elle prend en compte le relief et l'occupation du bassin versant. De plus la digue ayant été réalisée depuis 2004; la cuvette contient déjà une couche de dépôts solides. En ce qui concerne la côte de calage de la prise d'eau sur le barrage les dépôts solides sur une période de 5ans seront retenus. Nous recommandons donc la construction de diguettes de protection en amont du barrage.

Détails en Annexe 3 : Etude de la retenue.

**Tableau 10: Synthèses des dépôts solides**

<b>Récapitulatif du calcul des dépôts solides</b>			
<b>Formules</b>	<b>S (km<sup>2</sup>)</b>	<b>D (m<sup>3</sup>/km<sup>2</sup>/an)</b>	<b>V (m<sup>3</sup>/an)</b>
KARAMBIRI	61,50	92,40	<b>5 682,51</b>
GRESILLON (CIEH – EIER)	61,50	134,00	<b>8 241,29</b>
GOTTSCHALK	61,50	172,22	<b>10 592</b>

#### ❖ Evaporation et infiltration

L'infiltration journalière retenue est de 1,5 mm/j, et les pertes par évaporation ont permis le calcul des moyennes au (Tableau 11).

**Tableau 11: Synthèse des pertes**

Mois	Nov.	Déc.	Janv.	Fév.	Mars	Avr.	Mai
Nombre de jours	30	31	31	29	31	30	31
Evaporation Bac Classe A (mm/mois)	211,08	259,93	294,24	310,49	358,22	305,67	257,46
Evaporation E <sub>retenue</sub> (mm/mois)	161,57	185,55	199,93	201,09	225,07	201,91	184,48
Infiltration (mm/mois)	45,00	46,50	46,50	43,50	46,50	45,00	46,50
<b>Pertes totales (m/mois)</b>	<b>0,21</b>	<b>0,23</b>	<b>0,25</b>	<b>0,24</b>	<b>0,27</b>	<b>0,25</b>	<b>0,23</b>

### V.3.3 Evaluation des besoins agricoles et pastoraux

Le Tableau 12 présente la synthèse de calculs des besoins en eau. Voir détail en annexe : [Evaluation des besoins agricoles et pastoraux.](#)

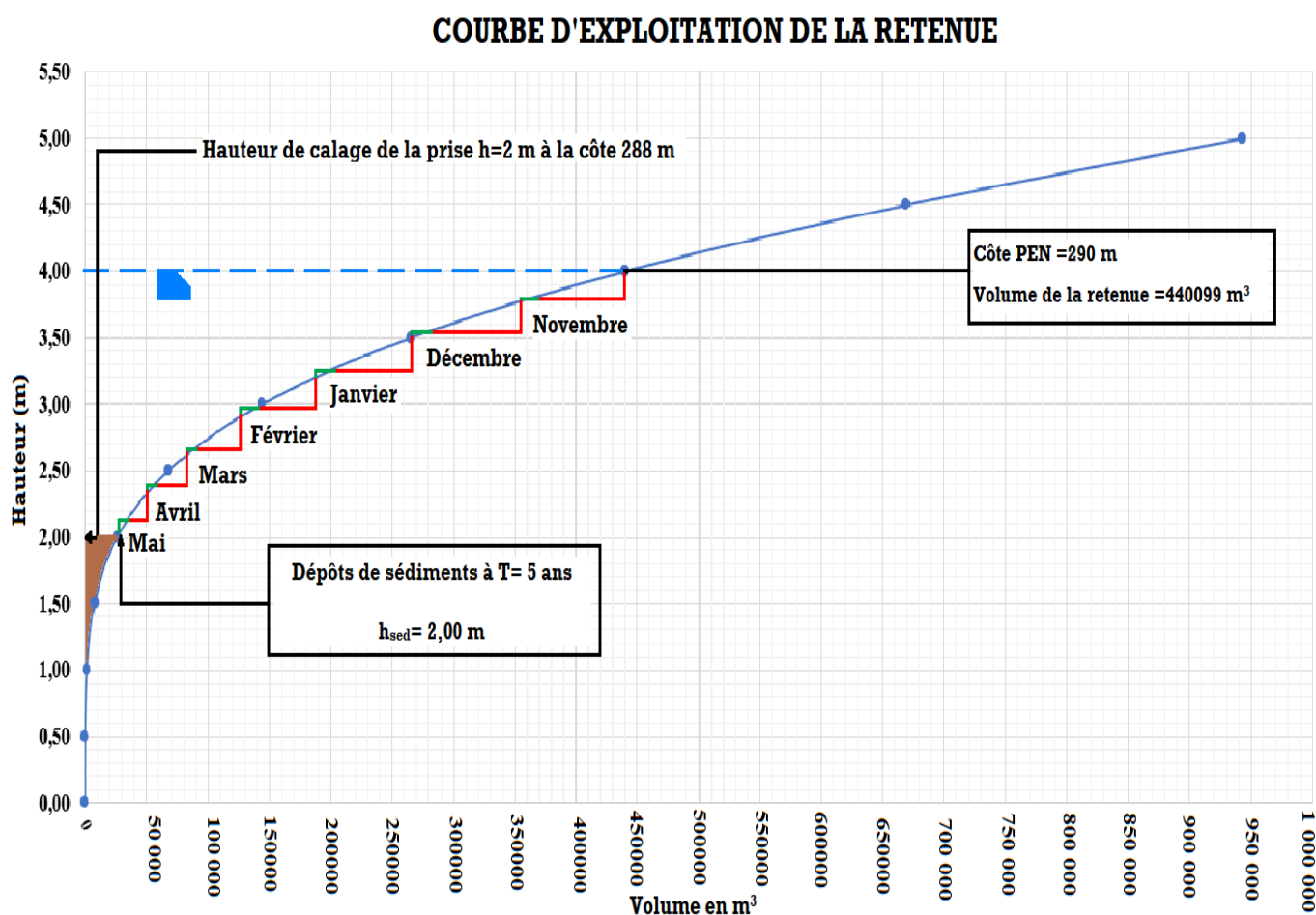
**Tableau 12: Synthèse des besoins**

Mois	Novembre	Décembre	Janvier	Février	Mars	Avril	Mai
Besoins agricoles (m <sup>3</sup> )	9111,62	10820,96	11298,10	9824,07	2995,88	2539,30	2118,46
Besoins pastoraux (m <sup>3</sup> )	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02
<b>Besoins total (m<sup>3</sup>)</b>	<b>15741,63</b>	<b>17450,98</b>	<b>17928,11</b>	<b>16454,08</b>	<b>9625,90</b>	<b>9169,32</b>	<b>8748,47</b>

### V.3.4 Evaluation du volume de la retenue

Sur la base des données topographiques, nous avons obtenu la courbe sur la Figure 16

Pour une hauteur de calage du déversoir de 4 m on a une retenue de **440 099 m<sup>3</sup>**. Afin de s'assurer de la présence d'eau à toute période de l'année, la courbe d'exploitation a été réalisée en simulant l'utilisation de la retenue pour l'irrigation d'un périmètre de 5 ha et pour les besoins pastoraux sur six (07) mois (Novembre-Mai).



**Figure 16 : Courbe d'exploitation de la retenue**

A la fin du mois de mai, le volume d'eau restant dans la cuvette est de **29000 m<sup>3</sup>**. Cela équivaut à une hauteur de 2,05 m. Avec un volume de 440 099 m<sup>3</sup>, les apports sont suffisants pour assurer le remplissage de l'ouvrage en année normale et même en année quinquennale sèche. Le niveau de remplissage du barrage sera de l'ordre de 100% en année décennale sèche.

De la simulation de l'exploitation de l'ouvrage, il ressort que la capacité de stockage du barrage permet d'irriguer 5 ha dont 3,5 ha pour le maraichage entre octobre et février et de l'arboriculture sur 1,5 ha.

La mise en œuvre des mesures d'atténuation de l'envasement proposées en [Annexe 3](#) : Etude de la retenue permettra de ralentir l'envasement de la cuvette.

La simulation permet également de constater que les consommations sont de 22% du volume d'eau mobilisée et le reste est perdu par infiltration et évaporation (72%) et dépôts solides (6%).

## **V.4 Caractéristiques de la digue et des ouvrages annexes**

### **V.4.1 Caractéristiques de la digue**

La Figure 17 présente le profil type de la digue. Les caractéristiques de la digue sont résumées dans le [Tableau 8](#). Le détail de la note de calcul se trouve en Annexe 4 : Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes.

L'axe de la digue est défini de sorte à optimiser le rapport coût de construction et volume d'eau mobilisée. Sur cette base, une longueur de digue de 328 m a été retenue. Le dimensionnement de la digue conduit aux résultats au [Tableau 13](#).

**Tableau 13: Synthèse des caractéristiques de la digue**

<b>Désignations</b>	<b>Unités</b>	<b>Valeurs</b>
Revanche	m	0,9
Charge d'eau en amont du seuil h	m	0,8
Côte crête digue crête	m	291,7
Hauteur de la digue	m	5,7
Largeur en crête de la digue	m	4,00
Largeur en base de la digue	m	26,8
Pente des talus amont et aval	m/m	2H/1V

Protection de la digue		
Epaisseur couche de couronnement	m	0,2
Murets de crête	m × m	0,50×0,50
Epaisseur enrochement des talus	m	0,45
Epaisseur couche de pose	m	0,15
Nature de la protection du talus amont	Perré maçonné	
Nature de la protection du talus aval amont	Perré sec	
Drain		
Perméabilité du Sable pour drain	m/s	5,87 E-07
Longueur du filtre-drain	m	6,7
Epaisseur du filtre-drain	m	0,30

### Exécution de l'étanchéité (tranchée d'ancrage)

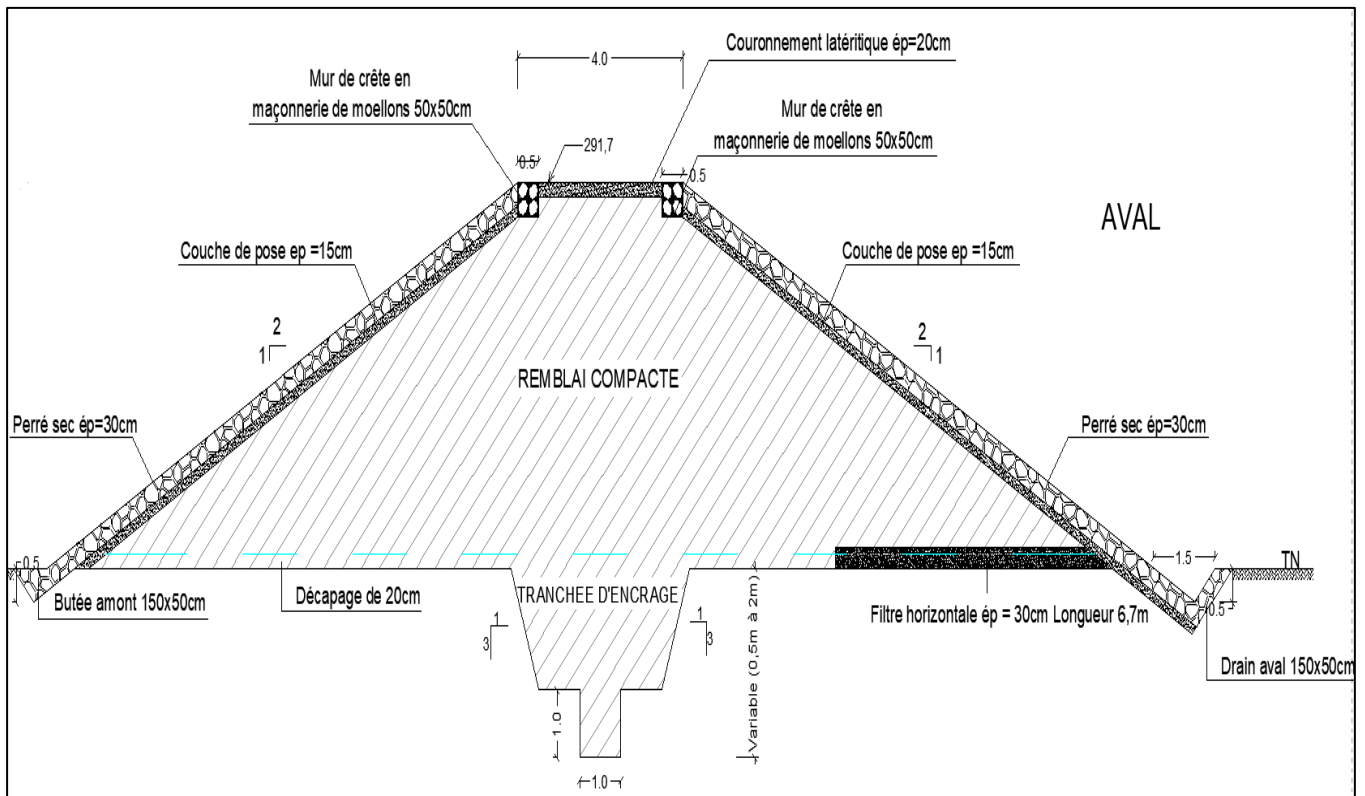
La tranchée d'ancrage est composée de deux (02) éléments à savoir :

- Une prétranchée de forme **trapézoïdale**, avec comme pente de talus **1H/3V** (ce qui facilitera la mise en œuvre par les engins de chantier), de profondeur variant de 0,5 m à 2 m au-dessus de la côte théorique du fond de la tranchée d'étanchéité. La clé d'ancrage (largeur en gueule) est de 3,5 m.
- Une tranchée d'un (01) mètre de largeur creusée manuellement ou à la pelle mécanique permet d'atteindre la côte définitive. Elle aura une profondeur maximale de 1 m.[16]

Avant la mise en place de la tranchée d'ancrage, le terrain sera décapé sur toute l'emprise de la digue dans le but d'enlever toute la couche végétale. L'épaisseur indicative de ce décapage sera d'au moins 20 cm.



**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**



**Figure 17 : Profil de la digue**

**V.4.2 Bassin de dissipation**

❖ Type de bassin de dissipation et ses caractéristiques.

Il s'agit d'un bassin à ressaut de type II selon la classification de l'USBR et permet de passer d'un régime d'écoulement torrentiel à un régime fluvial correspondant aux conditions d'écoulement dans le lit de restitution. Il est muni de blocs de chutes, de blocs chicanes et un seuil terminal. Les résultats sont résumés dans le Tableau 14. (Détails en Annexe 4 : Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes).

**Tableau 14 : Caractéristiques du bassin de dissipation**

Désignation	Symbole/unité	Valeur
Enfoncement du bassin	D (m)	1,00
Vitesse de l'eau à l'entrée du bassin	V1(m/s)	6,69
Nombre de Froude	Fr	5,03
Type de bassin	Type	Bassin de type II
Longueur du bassin	L (m)	3,10
Epaisseur bassin	E(m)	0,30

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Désignation	Symbole/unité	Valeur
<b>Blocs de chutes</b>		
Hauteur des blocs de chute	$h_1$ (m)	0,20
Largeur des blocs de chute	$l_1$ (m)	0,20
Espacement des blocs de chute	$E_1$ (m)	0,20
<b>Blocs chicanes</b>		
Hauteur des blocs chicanes	$h_2$ (m)	0,40
Largeur des blocs chicanes	$L_2$ (m)	0,30
Largeur en crête des blocs chicanes	$E_{\text{crête}}$ (m)	0,1
Espacement des blocs chicanes	$E_2$ (m)	0,30
Distance blocs chicanes-blocs de chutes	$e_1$ (m)	1,00
<b>Protection aval</b>		
Hauteur du seuil terminal	$h_4$ (m)	0,30
Longueur de la protection avale	$L_p$ (m)	6,21
Diamètre minimal des enrochement	$D_{\text{min}}$	0,1
Épaisseur de la couche d'enrochement	$E_p$ (m)	0,30
Muret de blocage	$m \times m \times m$	0,40× 0,30×80

### V.4.3 Murs bajoyers

Le dimensionnement du mur bajoyer donne les résultats consignés dans le Tableau 15.

**Tableau 15: Caractéristiques murs bajoyers**

Désignation	Valeurs (m)
Hauteur du mur bajoyer	5,10
Profondeur d'ancrage du mur	1,05
Épaisseur en crête de mur	0,25
Épaisseur en base de mur	0,55
Épaisseur du patin	1,05
Longueur du patin	3,10

Le détail des calculs en Annexe 4 : Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes.

### V.4.4 Ouvrage de prise et de vidange

L'ouvrage de prise fera office de vidange et sera localisé en rive gauche, à mi-chemin entre les **profils P11 et P12**. Le choix du type d'ouvrage de prise est fonction des contraintes budgétaires, du temps de vidange et de la charge d'eau disponible. Les résultats sont consignés au [Tableau 16](#)

**Tableau 16: Synthèse résultats de l'ouvrage de prise et de vidange**

Désignation	Unité	Valeur
Surface au PEN	m <sup>2</sup>	211849,14
Cote amont de l'ouvrage de Vidange	m	288,00
Section de la conduite	m <sup>2</sup>	0,071
Temps de Vidange	s	792709,61
Temps de Vidange	jr	9,17
Volume à évacuer	m <sup>3</sup>	413917,545
Débit de vidange (pour 10j)	m <sup>3</sup> /s	0,479071233
Vitesse de vidange	m/s	6,78
Diamètre de la conduite retenu	m	0,3

## V.5 Dimensionnement des déversoirs (Trapézoïdal, blocs fusibles et PK Weir)

### V.5.1 Dimensionnement du déversoir Trapézoïdal

Le laminage de crue a permis la détermination de la longueur du déversoir L=80m

Surface du plan d'eau normal S (m <sup>2</sup> )	Coefficient de débit	Débit de pointe de crue Q <sub>cmax</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Débit maximum évacué Q <sub>emax</sub> (m <sup>3</sup> /s)
4083655	0,39	102,53	96,26

Les stabilités au glissement, renversement et poinçonnement sont vérifiées pour les dimensions du Tableau 17 (note de calcul en annexe : Déversoir trapézoïdal).

**Tableau 17: Synthèse des dimensions géométriques du déversoir trapézoïdal**

Hauteur du déversoir	4,00m
Longueur du déversoir	80 m
Largeur en crête b <sub>1</sub>	1,50 m
Largeur à la base b <sub>2</sub>	8,4m
Angle α	60,00 °
Cote au pieds du déversoir	286,00 m
Cote en crête	290 m
Matériaux	Béton Cyclopéen
Charge à l'amont du déversoir	0,80
Forme, Position	Trapézoïdale central
NB : La hauteur du déversoir ci-dessus mentionnée ne prend pas en compte la profondeur d'encrage qui doit être déterminée après des études géotechniques approfondies du site.	

### V.5.2 Dimensionnement du déversoir blocs fusibles

Le système des blocs fusibles est un dispositif de surélévation auto stable qui peut être une alternative efficace et économique en raison de la facilité de mise en œuvre et de son coût réduit. La mise en place des blocs sur le seuil, permet d'augmenter le niveau d'eau dans le réservoir pour les déversoirs existants. Pour ce qui concerne notre étude nous procéderons au dimensionnement des blocs fusibles avec surpression. Ce type d'ouvrage est caractériser par la création, sous chaque bloc, d'un vide qui soit fermé par un joint d'étanchéité à l'aval.

Ces blocs fusibles seront placés sur un déversoir trapézoïdal de hauteur 3,5 m et séparés par des murs séparateurs d'épaisseur 15 cm.

Le dimensionnement de ce déversoir trapézoïdal conduit aux dimensions ci-dessous vérifiant les conditions de stabilité. Avec une largeur en crête de 1,5.m et un angle  $\alpha = 60^\circ$

#### ❖ Données du prédimensionnement des blocs fusibles

En se fixant une hauteur, une longueur des blocs et des charges variables, les largeurs ont été déterminées pour chaque type de blocs fusible de façon à assurer leur stabilité. (Tableau 18)

Ce qui nous permet de déduire dans un premier temps la largeur du bloc par la relation

$$b = H \sqrt{\frac{(H+3h)}{3\frac{\gamma_b}{\gamma}H-3H-h}} \quad [4]$$

**Tableau 18 : Résultat du prédimensionnement des blocs fusibles**

Désignations	Unités	8	9	10	11	12	13	14	15
Poids volumique du béton $\gamma_b$	kN/m <sup>3</sup>	24	24	24	24	24	24	24	24
Hauteur des blocs	m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Charge d'eau en amont des blocs(variable)	m	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15
Largeur du bloc b (calculée)	m	0,75	0,78	0,82	0,85	0,89	0,93	0,97	1,02
Charge au-dessus du seuil	m	0,53	0,57	0,60	0,63	0,67	0,70	0,73	0,77

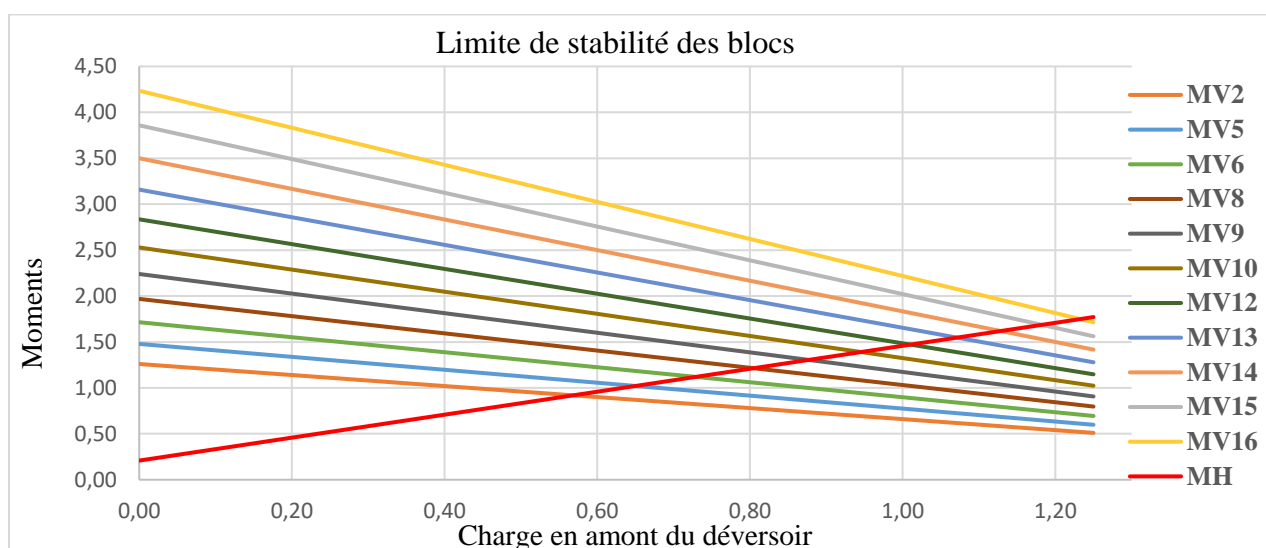
Par suite la valeur de la largeur b des blocs sera choisie de façon a facilité la mise en œuvre.et la valeur de la charge réelle à l'amont du déversoir est calculée de nouveau. Les résultats sont au Tableau 19.

**Tableau 19 : Charges en amont des blocs**

Désignations	Unités	8	9	10	11	12	13	14	15
Largeur b retenue	m	0,75	0,80	0,85	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05
Hauteur h calculée	m	0,80	0,88	0,95	0,95	1,01	1,07	1,13	1,18
Charge au-dessus du seuil	m	0,54	0,58	0,63	0,63	0,67	0,71	0,75	0,79
Rapport h/b		1,07	1,00	0,94	0,94	0,89	0,84	0,80	0,76

❖ **Limite de stabilité des blocs**

La Figure 18: Limite de stabilité des blocs fusibles illustre la limite de stabilité de chaque type de blocs en fonction de la charge d'eau en amont du déversoir.



**Figure 18: Limite de stabilité des blocs fusibles**

En définitive le déversoir sera constitué des blocs suivants. (Tableau 20)

**Tableau 20 : Dimensions des blocs fusibles**

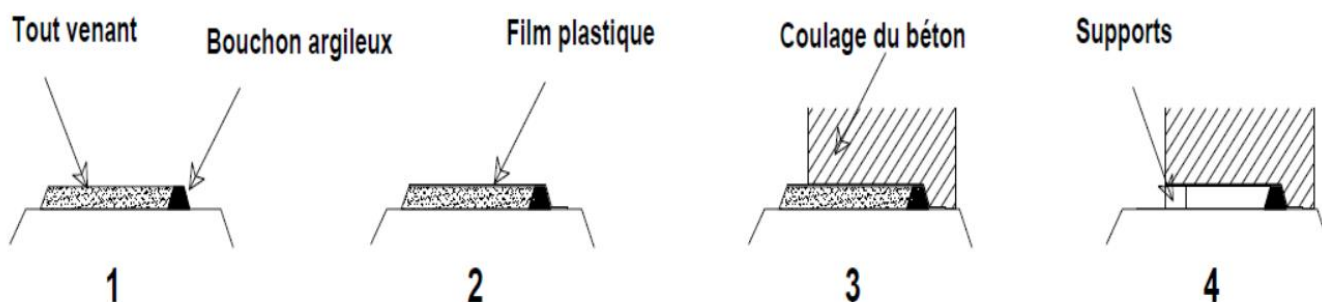
Désignations	Unités	9		10		12		13		14		15	
Largeur b retenue	m	0,80		0,85		0,90		0,95		1,00		1,05	
Hauteur h calculée	m	0,88		0,95		1,01		1,07		1,13		1,18	
Charge au-dessus du seuil	m	0,58		0,63		0,67		0,71		0,75		0,79	
Débit de basculement des blocs	m <sup>3</sup> /s	112,04		125,43		138,53		151,27		163,57		175,39	
Longueur des blocs	-	4,35	4,5	4,5	5	5	10	5	10	5	10	5	10
Nombre de blocs	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Largeur des murs séparateurs	m	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
Nombre de murs séparateurs	-	11											
Longueur du déversoir	m	80											

### ❖ Procédure de construction des blocs fusibles

La construction des blocs peut être réalisée très simplement à travers les étapes suivantes :

- ❖ Réalisation d'une butée ancrée sur la crête du seuil,
- ❖ Disposition de support dans le sens de la longueur du seuil,
- ❖ Placé entre les supports une couche de matériaux tout venant (sable, terre...) facile à enlever,
- ❖ Recouvrir d'une membrane plastique l'ensemble supports et tout venant,
- ❖ Couler le béton par plot sur le plastique,
- ❖ Construire des murets entre les plots pour éviter les frottements lors du basculement ;

Si les extrémités latérales restent ouvertes, quelques supports sont nécessaires pour assurer la stabilité du bloc. Pour s'assurer que la sous-pression est totale, la partie inférieure amont du bloc sera laissée ouverte et la partie aval sera fermée avec joint d'étanchéité.



(Détails du dimensionnement des blocs fusibles en annexe : Déversoir bloc fusible)

### V.5.3 Dimensionnement du déversoir piano keys Weir (PK WEIR)

Les résultats du dimensionnement sont consignés au Tableau 21

**Tableau 21: Synthèse des résultats du déversoir PK Weir type A**

Désignation	Formules	Unité	Valeurs
Type de PK Weir	Standard A		
Longueur du déversoir	L	m	20,0
Débit total	$Q_t = Q_{100 \text{ gradex}}$	$\text{m}^3/\text{s}$	102,5
Débit spécifique q	$q = Q_t/L$	$\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$	5,13
Charge au-dessus du seuil	Fixée	m	0,84
Hauteur des mur $H = P_m$	$H = (q/4,25 \cdot h)^2$	m	2,33
Hauteur totale du déversoir sur son assise	$P = 1,5 \cdot H$	m	3,5
Largeur des murs	$L = 3,6 \cdot H$	m	8,38

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

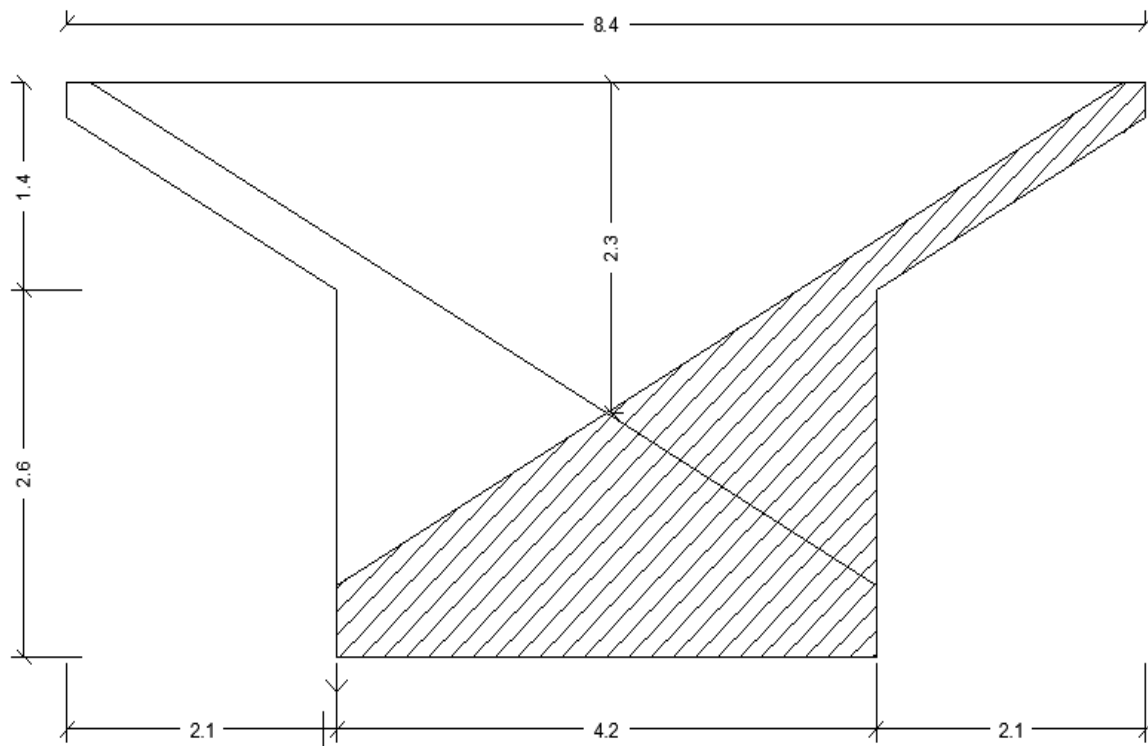
<b>Désignation</b>	<b>Formules</b>	<b>Unité</b>	<b>Valeurs</b>
Longueur de l'alvéole amont et aval (porte à faux)	$c=d=0,9*H$	m	2,10
Largeur de l'alvéole amont	$a=H$	m	2,33
Largeur de l'alvéole aval	$b=0,8*H$	m	1,86
Longueur d'un cycle	$W=a+b$	m	4,19
Nombre de cycle	$N=(a+b+2*L) / (a+ b)$		5
Épaisseur des murs	$e$	m	0,30
Hauteur à la base		m	0,50
Hauteur ancrée		m	0,50

A partir de ces données la stabilité de l'ouvrage a été étudiée et le calcul conduit aux résultats du Tableau 22. Suite au calcul des facteur de sécurité nous avons :

**Tableau 22: Vérification de la stabilité du PK Weir**

<b>Stabilité au glissement</b>		
W +Pe3	1395,120	$F_G = 1,265 > 1,2$ Stabilité vérifiée
U	629,550	
Pe	338,028	
Pt	55,309	
<b>Fg</b>	<b>1,265</b>	
<b>Stabilité au renversement</b>		
M (w +Pe3)	37059,098	$F_R = 57,069 > 1,5$ Stabilité vérifiée
M(u)	1594,274	
M(Pe)	584,560	
M(Pt)	36,872	
<b>Fr</b>	<b>57,069</b>	

Le déversoir PK WEIR est donc stable et on obtient le profil représenté à la Figure 19



**Figure 19: Profil alvéole amont**

## V.6 Etude comparative des déversoirs

L'étude comparative peut être définie comme un outil d'aide à la décision qui repose sur un travail de collecte ; d'analyse et de comparaison d'informations avec une finalité donnée. Dans le cadre de notre étude, cette étude a porté sur trois (03) variantes de déversoir.

Le dimensionnement d'un évacuateur optimal du point de vue hydraulique peut conduire à différentes configurations géométriques. La solution économiquement optimale doit être examinée de cas, en fonctions des contraintes locales. Ainsi on les résultats ci-après.

### V.6.1 Comparaison des paramètres hydrauliques

L'étude des paramètres hydrauliques des 3 types de déversoirs a consisté entre autres à la détermination de la variation du débit spécifique en fonction de la charge hydraulique de chaque déversoir. (Figure 20)

Le débit spécifique des déversoirs trapézoïdal et blocs fusibles est donné par la relation :

$$q = m\sqrt{2gh}^{3/2}$$

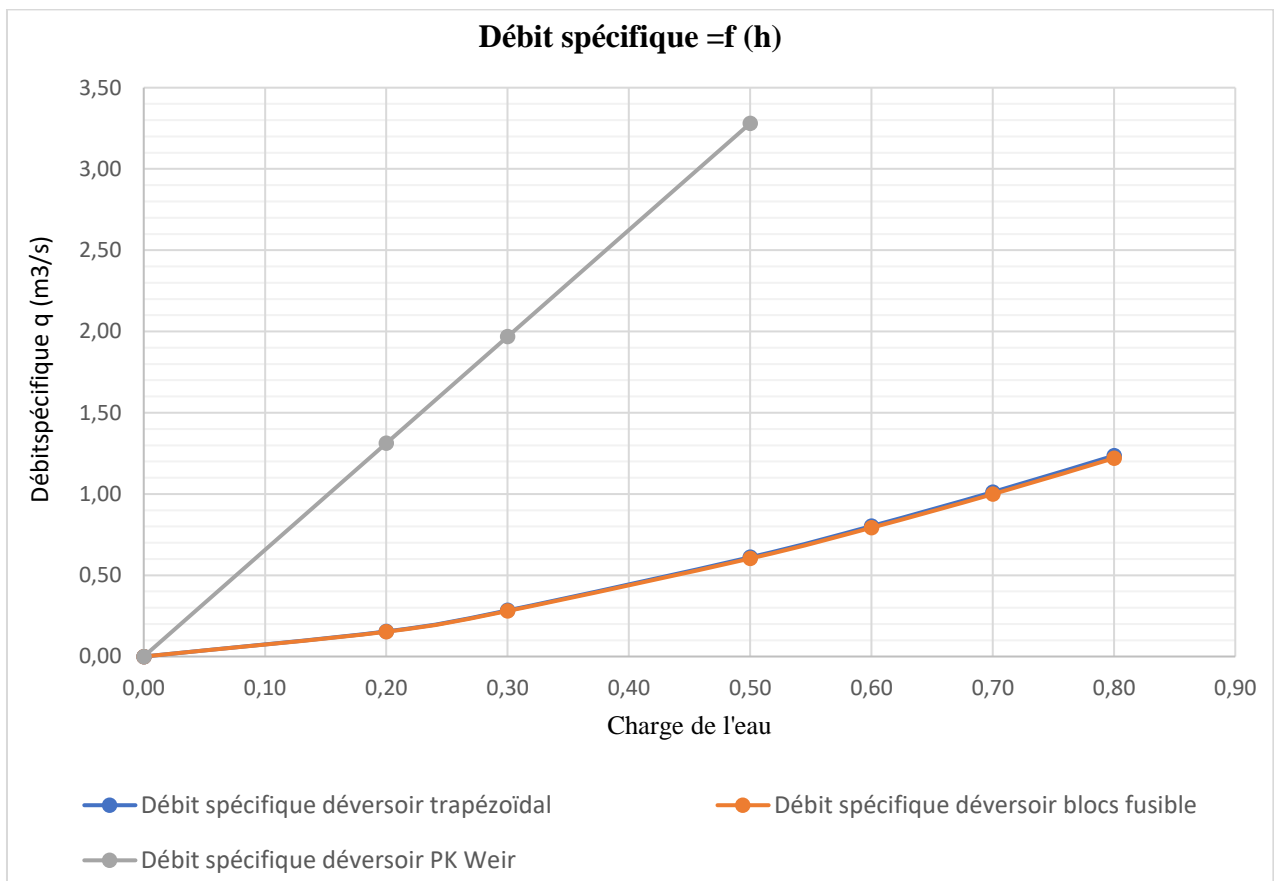


**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Avec  $m=0,39$  pour le déversoir trapézoïdal et  $m=0,385$  pour le déversoir bloc fusible.

Pour le PK Weir, le débit spécifique  $q = 4,3h\sqrt{P_m}$  (Annexe 2 du Bulletin C.I.G.B. n°144)

Charge d'eau (m)	0,20	0,30	0,50	0,6	0,7	0,8
Débit spécifique du déversoir trapézoïdal (m <sup>3</sup> /s)	0,15	0,28	0,61	0,80	1,01	1,24
Débit spécifique du déversoir Blocs Fusibles (m <sup>3</sup> /s)	0,15	0,28	0,60	0,79	1,00	1,22
Débit spécifique du déversoir PK WEIR (m <sup>3</sup> /s)	1,31	1,97	3,28	3,94	4,59	5,25



**Figure 20: Débit spécifique des déversoirs**

Ces résultats montrent que le déversoir PK Weir représente une alternative avantageuse du point de vue hydraulique. Au regard du changement climatique qui entraîne l'augmentation des débits de crue dans certaines localités, ce type de déversoir pourrait être une solution pour plusieurs barrages existants qui nécessite un accroissement de la capacité de la retenue (réalisé sur la crête

d'un seuil) ou l'accroissement de débit évacué. De plus il serait une solution en cas de contraintes pour la réduction de la largeur des évacuateurs de crues.

En ce qui concerne les déversoirs trapézoïdal et blocs fusibles, ils ont pratiquement les mêmes caractéristiques hydrauliques.

### **V.6.2 Comparaison selon la maîtrise de la durabilité et technique de construction**

La durabilité des déversoirs est similaire vu que le dimensionnement des 3 déversoirs a été réalisé à partir des mêmes données hydrologiques.

Pour ce qui est de la maîtrise de la technologie de mise en œuvre, elle varie d'un ouvrage à l'autre.

Au Burkina Faso, les évacuateurs de crue de type trapézoïdal et blocs fusibles ont déjà été réalisés mais le pays ne dispose d'aucun déversoir PK Weir jusqu'à ce jour.

### **V.6.3 Comparaison selon la charge d'entretien et le coût de réalisation**

#### **➤ Charges d'entretien des déversoirs**

Déversoir trapézoïdal : Charge négligeable (de petites réparations possibles)

Déversoir Blocs Fusibles : Charge variable (fonction du nombre de blocs qui basculent)

Déversoir PK Weir : Charge négligeable (de petites réparations possibles)

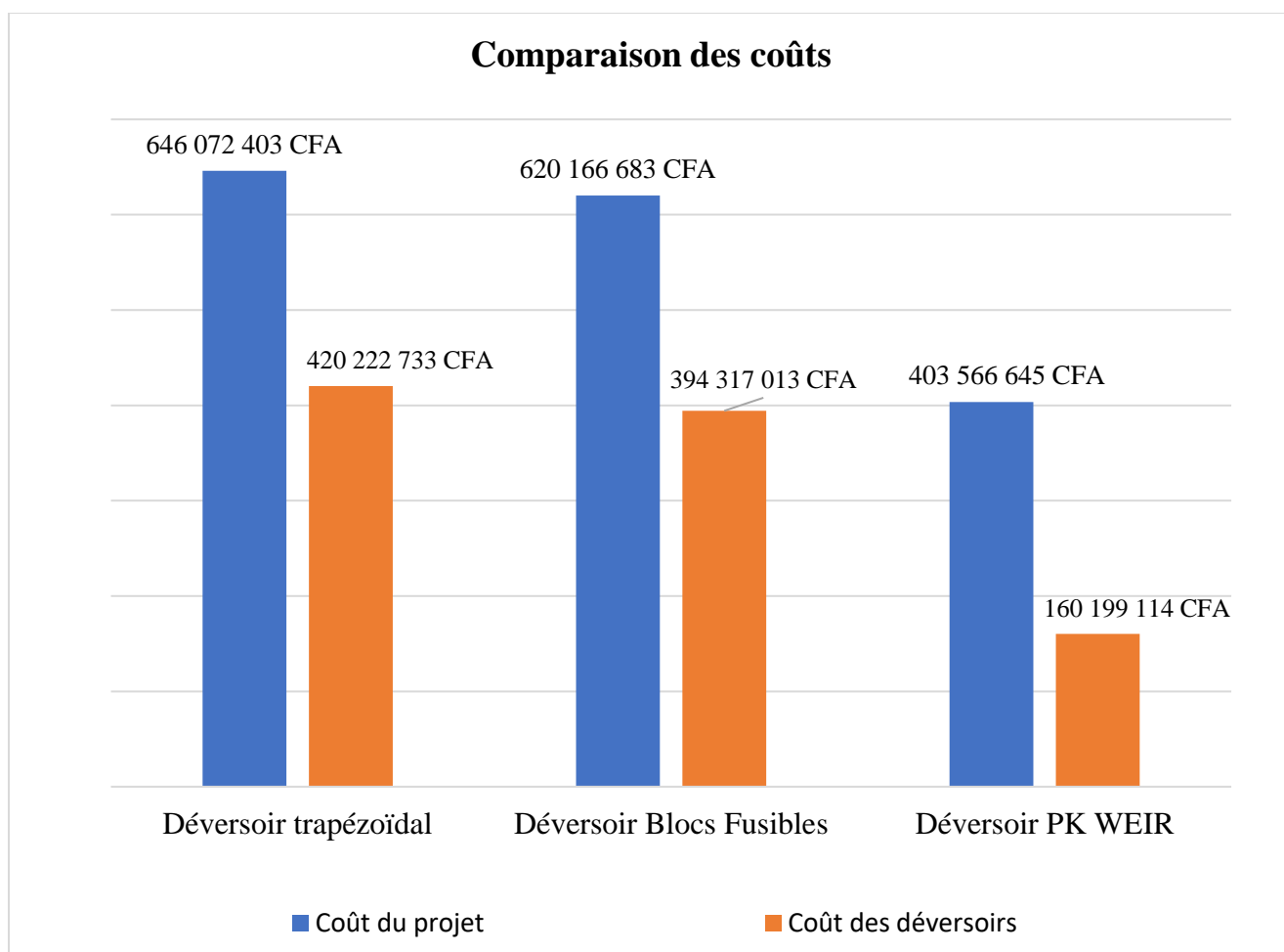
### **V.6.4 Impact des déversoirs sur le coût du projet**

Lorsque toutes les conditions sécuritaires sont remplies, l'économie du projet sera le facteur dominant dans le choix du type d'évacuateur.

Le Tableau 23 présente la synthèse des résultats du métré y compris la TVA et la Figure 21 permet d'effectuer une comparaison des coûts.

**Tableau 23 : Coût des variantes de déversoir**

Variante	Coût total de l'ouvrage sans déversoir	Coût total de l'ouvrage avec déversoir	Coût du déversoir	Pourcentage du déversoir
Variante 1	225 849 670 CFA	646 072 403 CFA	420 222 733 CFA	65,04%
Variante 2	225 849 670 CFA	620 166 683 CFA	394 317 013 CFA	63,58%
Variante 3	243 367 531 CFA	403 566 645 CFA	160 199 114 CFA	39,70%



**Figure 21 : Coût des variantes**

### V.6.5 Discussion

L'analyse des résultats du métré montre que l'écart entre les coûts de réalisation des différents déversoirs n'est pas négligeable par rapport au coût général du projet.

- La réalisation du déversoir trapézoïdal est la plus coûteuse. Il est bâti et son débit évacué est faible par rapport à celui du PK Weir
- En ce qui concerne le déversoir blocs fusibles, son avantage économique réside dans le fait que sa mise en œuvre peut se faire en deux phases. La première comme indiqué consistera à la réalisation d'un déversoir trapézoïdal de hauteur 3,5m. La seconde phase sera l'association des blocs fusibles. Les blocs fusibles sont conçus pour être déposés sur la crête d'un seuil. C'est un ouvrage simple à construire et facile à adapter aux besoins des usagers de l'eau. Cependant, les charges d'entretien peuvent être élevées, car chaque bloc qui chute doit être remplacé et cela a un coût.
- Quant à la réalisation de l'ouvrage avec un déversoir PK Weir cette alternative représente la solution la plus économique et cela est due à plusieurs facteurs à savoir :
  - La faible longueur du déversoir ;
  - La configuration du déversoir ne consommant pas une quantité importante de béton.

L'étude comparative entre les 03 déversoirs nous permet de faire la classification suivante : PK Weir (1<sup>er</sup>), Blocs fusibles (2<sup>e</sup>) et Trapézoïdal (3<sup>e</sup>).

## **V.7 Impact environnemental**

L'étude d'impact environnementale a pour objectif la prise en compte des préoccupations environnementales et les effets susceptibles d'être générés par l'exploitation d'une installation, d'un projet. [17]. Selon les dispositions du décret N°1187 du 22 octobre 2015, le projet doit être soumis à la réalisation d'une Notice d'Impact Environnemental et Social (NIES). C'est dans ce cadre que les impacts potentiels ont été identifiés. Ces impacts ont fait l'objet d'analyse suivant la matrice d'évaluation de FECTEAU (Tableau 24) afin d'apprécier leur importance.

### **V.7.1 Identification des impacts**

La « Matrice de LEOPOLD modifiée » a été utilisée comme outils d'identification des impacts. Cet outil permet de recenser les différentes activités source d'impacts potentiels en phase de construction et d'exploitation du projet.

### V.7.2 Evaluation des impacts

L'évaluation des impacts a été faite selon trois critères à savoir l'intensité, la portée et la durée. Chaque critère a été apprécié en trois niveaux et l'importance de l'impact est jugée en fonction des critères. La synthèse a été faite avec la « Matrice de FECTEAU ».

**Tableau 24: Matrice d'évaluation de FECTEAU Intensité de l'impact**

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

Tableau 25: Matrice de LEOPOLD

PHASES	SOURCE D'IMPACTS	Milieu physique				Milieu biologique				Milieu humain					
		Sol	Air	Eau de Surface	Eaux souterraines	Végétation	Faune	Paysage	Population	Santé-sécurité	Main-d'œuvre	Activités Économique	Pêche	Emploi	Circulation
PRE-CONSTRUCTON	Défrichage et déboisement	-	-	0	0	-	-	-	0	+	+	+	0	+	0
	Installation des divers chantiers	0	0	-	0	-	-	-	-	-	+	+	0	+	0
CONSTRUCTION	Terrassement	-	-	-	0	-	-	-	-	-	+	+	0	+	-
	Transport des matériaux	-	-	-	0	-	0	0	0	-	+	+	0	+	-
	Zone d'emprunt	-	-	0	0	-	-	-	-	-	+	+	0	+	-
	Exécution des remblais	-	-	-	0	-	-	-	-	-	+	+	0	+	-
	Transport des matériaux de construction	-	-	0	0	0	-	-	-	-	+	+	0	+	-
	Destruction de la digue	0	-	0	0	0	0	0	-	-	+	+	0	+	-
	Destruction des ouvrages annexes	0	-	0	0	0	0	0	-	-	+	+	0	+	-
	Reconstruction de la digue	0	-	0	0	0	0	0	-	-	+	+	0	+	-
	Construction du déversoir	0	-	0	0	0	0	0	-	-	+	+	0	+	-
	Construction des ouvrages annexes	0	-	0	0	0	0	0	-	-	+	+	0	+	-
Plantation d'arbres	0	0	0	0	+	+	+	0	0	+	+	0	+	0	
PHASE D'EXPLOITATION	Présence d'eau dans le barrage	+	+	+	+	+	+	+	+	-	0	+	0	+	0
	Développement des divers usages	-	-	-	0	-	0	0	+	0	0	+	+	+	0
	Divagation du bétail autour du barrage	-	-	-	0	-	-	-	-	-	0	0	0	0	-
Légende : (+) impact positif ; (-) impacts négatifs ; (0) Absence d'impact ; (+/-) impacts positif et négatif à la fois.															

## V.8 Coût du projet

Le coût du projet retenu est celui incluant le déversoir PK Weir. Le coût de mise en œuvre du projet de construction du barrage de TOEMIGHIN est donc évalué à **quatre cent trois million cinq cent soixante-six mille six cent quarante-cinq francs CFA TTC (403 566 645FCFA)** reparté entre les travaux de construction et la mise en œuvre du plan de gestion environnemental et social (Tableau 26). Les détails de l'étude financière sont consignés en Annexe 8: Devis estimatif.

**Tableau 26 : Synthèse des coûts des travaux**

<b>Désignation des travaux</b>	<b>Montant TTC (FCFA)</b>	<b>Pourcentage</b>
Installation et repli du matériel de chantier	25 000 000	7,3%
Tranchée d'ancrage et fondation	31 994 264	9,4%
Digue	98 389 952	28,8%
Evacuateurs de crue	135 761 961	39,7%
Diguettes de protection	2 118 000	0,6%
Ouvrages de prise rive gauche	12 691 455	3,7%
Dispositif d'auscultation du barrage	1 300 000	0,4%
Impacts/Actions environnementales	34 750 000	10,2%
TOTAL en Hors Taxes	342 005 631	
TOTAL en T.T.C.	<b>403 566 645</b>	

## VI. CONCLUSION, RECOMMANDATIONS ET PERSPECTIVES

Le présent mémoire a porté sur l'étude comparative de trois types de déversoirs (trapézoïdal, Blocs fusibles et PK Weir), dans le cas de la construction du barrage de TOEMIGHIN dans la commune de NOBERE au Burkina Faso. Pour l'atteinte des résultats, une sortie de terrain a été effectuée en vue de la collecte des données de base pour le dimensionnement de l'ouvrage

Le barrage a une capacité est de 440 099 m<sup>3</sup> pour une hauteur de retenue de 4 m. L'étude technique et comparative de trois variantes de déversoirs a été réalisée afin de proposer la solution optimale. Pour cela, l'analyse des résultats a montré que l'impact du déversoir est important dans le coût global du projet. L'étude comparative a permis d'établir un ordre de choix suivant les critères hydrauliques, de durabilité et d'entretien des déversoirs. Ainsi, notre choix a porté en premier sur le PK Weir, ensuite vient en deuxième option les Blocs fusibles et enfin le Trapézoïdal.

Le PK Weir ayant de bonnes caractéristiques hydrauliques, il sera une solution innovante non seulement pour une augmentation de la capacité des retenues mais aussi pour une évacuation des crues exceptionnelles en toute sécurité.

Au terme de notre étude, nous proposons quelques recommandations à savoir :

- ❖ Mener une étude géotechnique approfondie de la fondation de la digue afin de compléter les données de base.
- ❖ Mener une étude approfondie de l'impact environnemental et social du projet,
- ❖ Renforcer les capacités des habitants en matière d'exploitation et gestion de la retenue dont ils bénéficient.
- ❖ Réaliser le déversoir PK Weir pour le barrage de TOEMIGHIN et une vulgariser le PK Weir au Burkina Faso.

A l'endroit des organes impliqués dans la gestion des ressources en eau, nous avons fait le constat que plusieurs formules de sources différentes qui ne s'adaptent pas forcément aux conditions du pays sont utilisées pour la conception des éléments des barrages. Nous suggérons donc la mise en place d'un cadre normatif sur les barrages au Burkina Faso.



## VII. REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] « Plan communal de développement de la commune de NOBERE, Horizon 2014-2018 ». .
- [2] Durand, Jean-Maurice, et Royet, *Technique des petits barrages en Afrique sahelienne et équatoriale*. Antony: Cemagref éditions, 1999.
- [3] M. L. COMPAORE, « Cours de barrage ». .
- [4] I. SEKKOUR, « Contribution à l'étude des déversoirs auto-stables », Université Mohamed Khider – Biskra, Algérie, 2016.
- [5] OUAMANE, A. et LEMPÉRIÈRE, F., « Conception d'une nouvelle forme économique de déversoir. Dans: Actes du Symposium international sur les barrages dans les sociétés du 21e siècle ». 2006.
- [6] Lempérière et al., « Labyrinthe and piano key weirs », 2011.
- [7] J. P. Triboulet et al., « Crues et apports Manuel pour l'estimation des crues décennales et des apports annuels pour les petits bassins versants non jaugés de l'Afrique sahéenne et tropicale sèche ». 1998.
- [8] CFGB, « PETITS BARRAGE : Recommandations pour la conception, la réalisation et le suivi ». Cemagref Éditions, Engref, 2002.
- [9] J. M. DURAND, « Petits barrages pour l'équipement rural en Afrique ». janv. 1996.
- [10] H. KARAMBIRI, « Etude de l'envasement des barrages au BURKINA FASO: Etude de cas ». 1998.
- [11] A. KEÏTA, « Irrigation Gravitaire », 2011.
- [12] FAO, « Manuel des techniques d'irrigation sous pression ». 2008.
- [13] « DSA\_Statistiques de l'elevage\_2008.pdf ». .
- [14] A. Lencatre, « Hydraulique Générale. Editions Eyrolles SAFEGE ». 1996.
- [15] S. Erpicum, F. Laugier, M. Ho Ta Khanh, et M. Michael, « Labyrinth and Piano Key Weirs III PKW 2017 », 2017.
- [16] CIEH, « Introduction de techniques innovantes en matière de barrages en terre en zone sahéenne: rapport de présentation des variantes techniques. » 1989.
- [17] G. ADEOSSI, « L'étude d'impact environnementale et sociale ». 2018.
- [18] PERCHAT J., « Pratique du BAEL 91 ». Eyrolles.
- [19] O. Le Doucen, L. R. Marcelo, J.-L. Boillat, A. Schleiss, et F. Laugier, « Etude paramétrique de la capacité des PK-WEIRS (PK-Weir capacity parametric study) MODELES PHYSIQUES HYDRAULIQUES Outils indispensables du XXIe siècle », Lyon, nov. 2009.

## ANNEXES

Annexe 1 : Synthèse études géotechniques .....	xv
Annexe 2 : Etude hydrologique.....	xx
Annexe 3 : Etude de la retenue.....	xxxiii
Annexe 4 : Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes .....	xxxix
Annexe 5 : Dimensionnement des déversoirs .....	lvii
Annexe 6 : Avant métré .....	xiv
Annexe 7 : Impact environnemental .....	xviii
Annexe 8: Devis estimatif .....	xxi
Annexe 9 : Pièces graphiques.....	xxviii

## Annexe 1 : Synthèse études géotechniques

Les études géotechniques ont pour objectif de fournir ou définir les caractéristiques mécaniques et hydrodynamiques des sols, c'est-à-dire leur aptitude à fournir les matériaux nécessaires à la construction de la digue et de la fondation.

Une étude géotechnique des fondations permet de s'assurer que les contraintes dues au poids du barrage et aux poussées hydrauliques ne dépasseront pas la résistance au cisaillement des terrains de fondation. C'est dans cette optique que nous avons effectué une sortie de terrain afin de prélever des échantillons. Par suite nous avons réalisé les essais suivants au laboratoire.

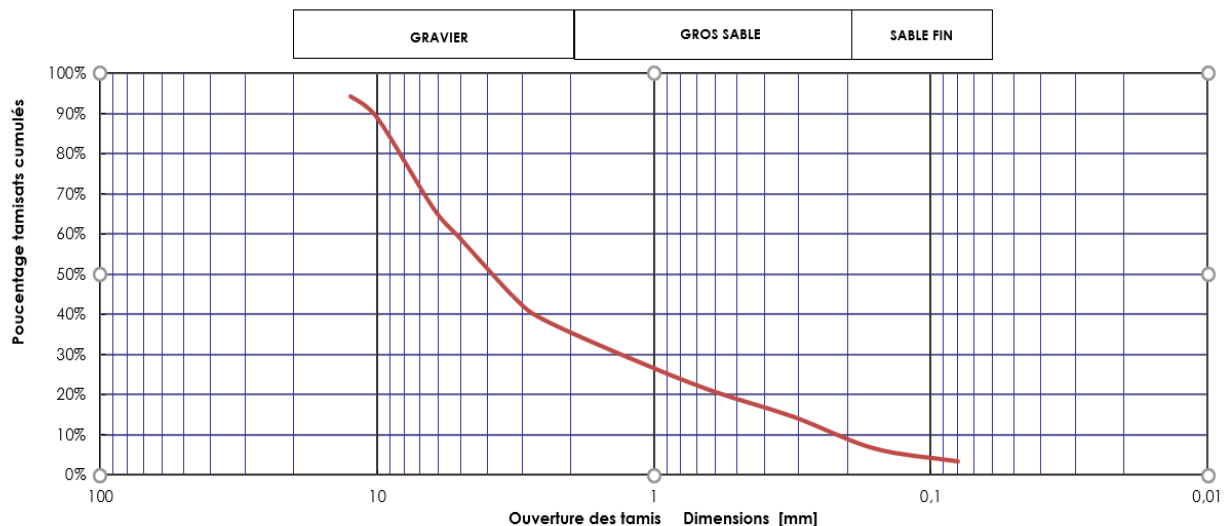
- Analyse granulométrique
- Teneur en eau
- Limites d'Atterberg
- Essais PROCTOR
- Essai de cisaillement
- Essai de perméabilité

L'inspection visuelle du site a quant à lui consisté à parcourir l'axe de la digue, à pied de la rive gauche à la rive droite. Nous avons également parcouru la cuvette. Au cours de cette investigation, un maximum d'information a été relevé, et il ressort des analyses que le site est favorable pour recevoir un barrage.

### Zone d'emprunt

#### Analyse granulométrique

Cet essai a permis de tracer la courbe ci-dessus et de faire la classification LPC su matériau.



Nous sommes donc en présence d'une **Grave argileuse bien graduée**.

**Résultats essai de perméabilité sur le matériaux du remblai de la digue**

Formule utilisée pour un essai à charge de perméabilité à charge constante

$$k = \left(\frac{L}{t}\right) * \left(\frac{V}{S}\right) / h_o$$

- ✓ **h<sub>0</sub>**: niveau constant de l'eau (100) dans le tube (ou charge hydraulique constante)
- ✓ **V**: Volume d'eau ayant traversé l'échantillon pendant le temps t
- ✓ **t**: Temps pour recueillir le volume d'eau
- ✓ **S**: Section de l'échantillon ( cm<sup>2</sup>)
- ✓ **L**: hauteur entre les orifices d'entrée et de sortie du perméamètre
- ✓ **k**: Coefficient de perméabilité ( m/s)

Grandeurs	Valeurs	Unités
Teneur en eau à l'OPN	14,63%	%
Teneur en eau initiale	3,51%	%
Teneur en eau utilisée	11,12%	%
Masse du matériau	4483	g
Masse d'eau mouillage	498,5096	g
Durée de l'essai (utiliser le Chronomètre)"" t""	142,2	s
Charge hydraulique initiale h0	100	Mce
Charge hydraulique final hf	53,9	Mce
différence de charge	46,1	Mce
Poids à vide de la tare	78,82	g
Poids total humide	85,61	g
Volume d'eau ayant traversé pendant ""t""	6,79	cm <sup>3</sup>
Diamètre du moule (mesurer à l'aide du pieds à coulisse)	152,26	mm
Section de l'échantillon	182,0797013	cm <sup>2</sup>
Hauteur entre les orifices d'entrée et de sortie du perméamètre (L)	22,4	cm
Coefficient de perméabilité k formule à charge constante	5,87E-05	(cm/s)
Interprétation (Lire la fiche d'interprétation avec k en (cm/s)	5,87E-07	(m/s)

Interprétation des résultats											
k ( cm/s)	10	1	1,0E-01	1,0E-02	1,00E-03	1,0E-04	1,0E-05	1,0E-06	1,0E-07	1,0E-08	1,0E-09
Drainage	Bon					Mauvais			Pratiquement Imperméable		

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Type de Sol	Gravillon	Sable	Silt et Mélange / Sable et Argile	Argile
Travaux Génie Civil	Zones perméables		Zones Imperméable	

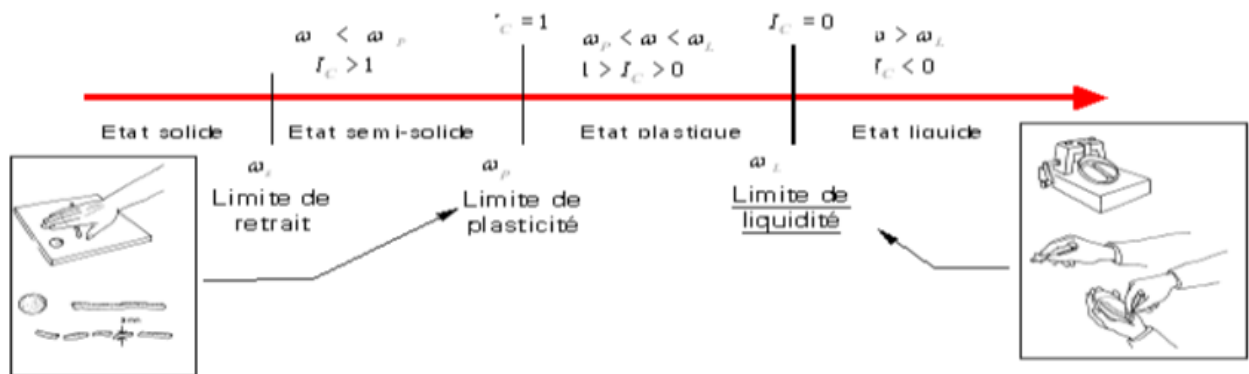
Nous avons donc un matériau se trouvant dans la zone imperméable donc bon pour un remblai de digue.

**Résultats essai Limites d’Atterberg sur les matériaux du remblai de la digue**

Limite de liquidité  $\omega_L = 36\%$

Limite de plasticité  $\omega_P = 22\%$

N° tare	Limite de liquidité					Limite de plasticité			
	T1	T2	T3	T4	T5	TA	TB	TC	TD
Poids total humide (g)	15,08 g	16,29 g	16,19 g	16,65 g	18,03 g	2,46 g	2,56 g	2,71 g	2,27 g
Poids total sec (g)	11,21 g	12,21 g	12,10 g	12,54 g	13,58 g	2,17 g	2,22 g	2,35 g	2,03 g
Poids tare (g)	0,81 g	0,82 g	0,79 g	0,82 g	0,83 g	0,83 g	0,70 g	0,78 g	0,88 g
Poids de l'eau (g)	3,87 g	4,08 g	4,09 g	4,11 g	4,45 g	0,29 g	0,34 g	0,36 g	0,24 g
Poids sec (g)	10,40 g	11,39 g	11,31 g	11,72 g	12,75 g	1,34 g	1,52 g	1,57 g	1,15 g
Teneur en eau (g)	37,2%	35,8%	36,2%	35,1%	34,9%	21,6%	22,4%	22,9%	20,9%
Nombre de coups N	17	23	27	33	38				



**Résultats essai PROCTOR**

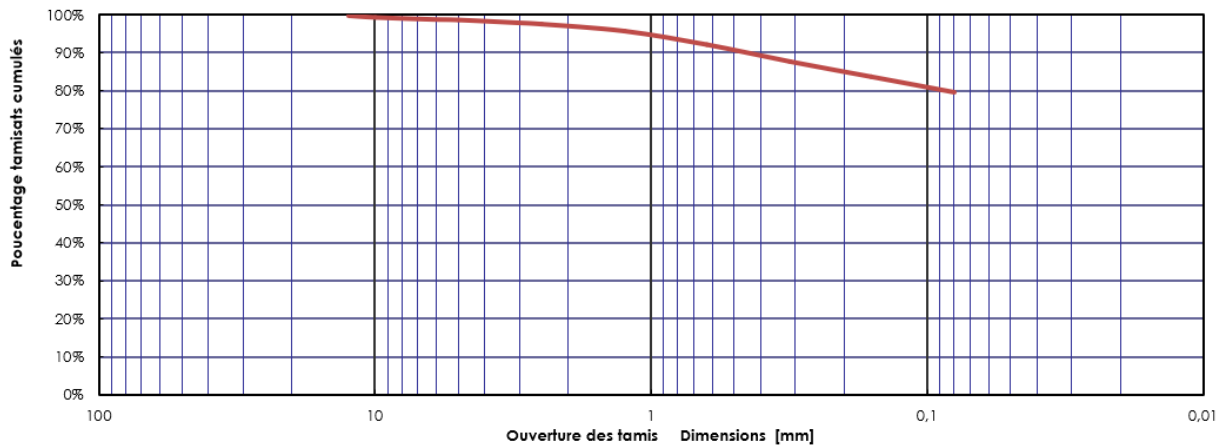
On obtient les résultats suivants

Teneur en eau w (%) :	14,6%
Densité sèche $\gamma_d$ (g/cm3) :	1,88 g/cm3
Teneur en eau du matériau prélevé	3,51%
Teneur en eau de compactage	11,12%

## Lit mineur : sol de fondation

### Analyse granulométrique

Cet essai a permis de tracer la courbe ci-dessus et de faire la classification LPC su matériau.



Nous sommes donc en présence d'une argile peu plastique

### Résultats essai de perméabilité sur le matériaux du remblai de la digue

Formule utilisée pour un essai à charge de perméabilité à charge constante

$$k = \left(\frac{L}{t}\right) * \left(\frac{V}{S}\right) / h_o$$

- ✓ **h<sub>0</sub>**: niveau constant de l'eau (100) dans le tube (ou charge hydraulique constante)
- ✓ **V**: Volume d'eau ayant traversé l'échantillon pendant le temps t
- ✓ **t**: Temps pour recueillir le volume d'eau
- ✓ **S**: Section de l'échantillon ( cm<sup>2</sup>)
- ✓ **L**: hauteur entre les orifices d'entrée et de sortie du perméamètre
- ✓ **k**: Coefficient de perméabilité ( m/s)

Grandeurs	valeurs	Unité
Teneur en eau à l'OPN	19,5	%
Teneur en eau initiale	10,83	%
Teneur en eau utilisée	8,67	%
Masse du matériau	5000	g

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Masse d'eau mouillage	433,5	g
Durée de l'essai (utiliser le Chronomètre) "" t ""	151,8	s
Charge hydraulique initiale h <sub>0</sub>	100	Mce
Charge hydraulique final h <sub>f</sub>	66,5	Mce
Différence de charge	33,5	Mce
Poids à vide de la tare	78,83	g
Poids total humide	84,92	g
Volume d'eau ayant traversé pendant "" t ""	6,09	Cm <sup>3</sup>
Diamètre du moule (mesurer à l'aide du pieds à coulisse)	152,26	mm
Section de l'échantillon	182,07	cm <sup>2</sup>
Hauteur entre les orifices d'entrée et de sortie du perméamètre (L)	22,4	cm
Coefficient de perméabilité k formule à charge constante	<b>4,94E-05</b>	( m/s)

**Résultats essai Limites d'Atterberg sur le matériaux du lit mineur**

Limite de liquidité  $\omega_L = 28\%$

Limite de plasticité  $\omega_P = 17,3\%$

N° tare	Limite de liquidité					Limite de plasticité			
	S1	S2	S3	S4	S5	SA	SB	SC	SD
Poids total humide (g)	17,73 g	19,03 g	15,91 g	16,49 g	16,55 g	2,26 g	2,73 g	2,39 g	1,99 g
Poids total sec (g)	14,00 g	15,08 g	12,54 g	13,04 g	13,07 g	2,02 g	2,46 g	2,14 g	1,79 g
Poids tare (g)	0,84 g	0,79 g	0,77 g	0,69 g	0,83 g	0,71 g	0,72 g	0,68 g	0,70 g
Poids de l'eau (g)	3,73 g	3,95 g	3,37 g	3,45 g	3,48 g	0,24 g	0,27 g	0,25 g	0,20 g
Poids sec (g)	13,16 g	14,29 g	11,77 g	12,35 g	12,24 g	1,31 g	1,74 g	1,46 g	1,09 g
Teneur en eau (g)	28,3%	27,6%	28,6%	27,9%	28,4%	18,3%	15,5%	17,1%	18,3%
Nombre de coups N	18	24	31	38	42				

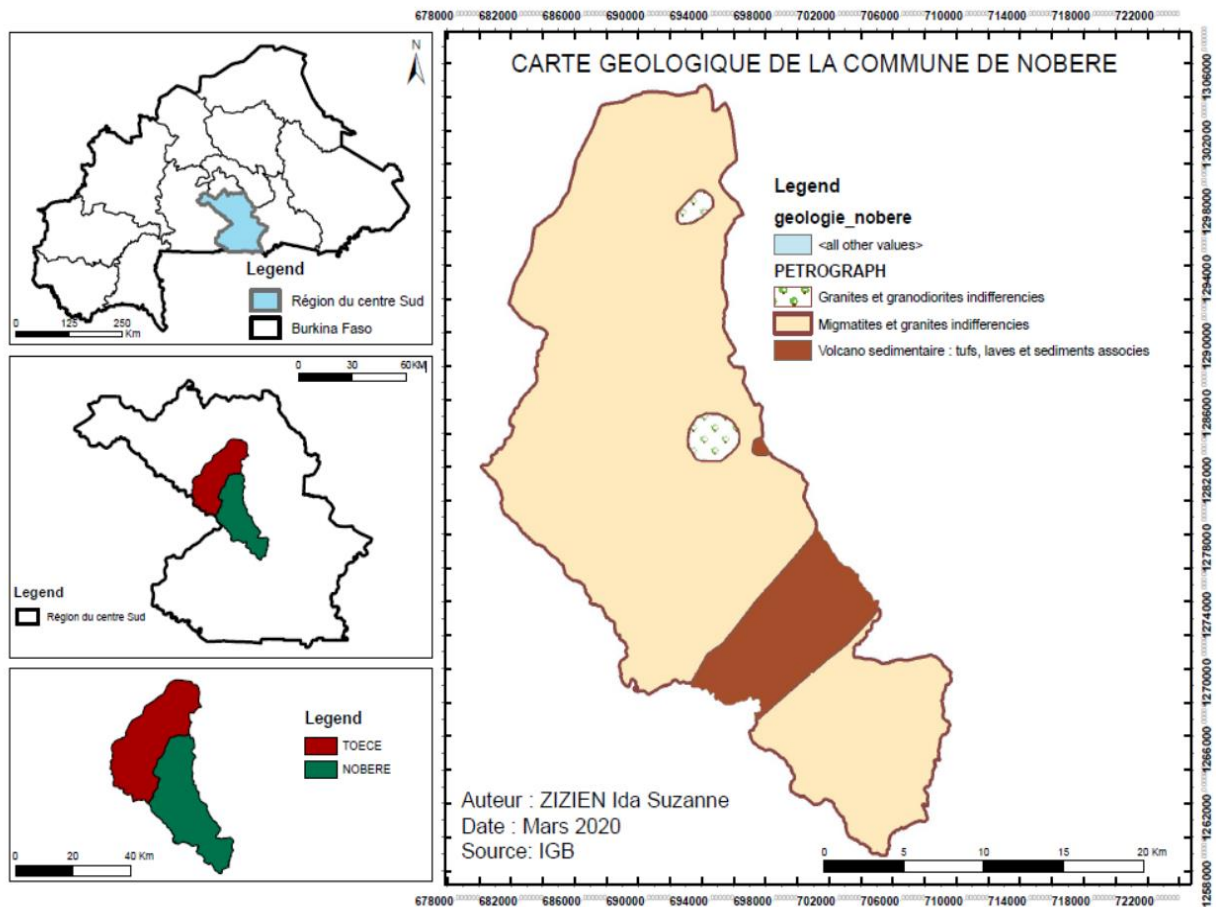
**Résultats essai PROCTOR**

On obtient les résultats suivants

Teneur en eau w (%) :	21,1%
Densité sèche $\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> ) :	1,62 g/cm <sup>3</sup>
Teneur en eau du matériau prélevé	10,82%
Teneur en eau de compactage	10,3%

## Annexe 2 : Etude hydrologique

### Caractérisation du bassin versant



La caractérisation du bassin versant consiste à sa délimitation, la détermination de ses paramètres hydro-morphologiques et à la construction de l'hydrogramme de crue.

#### ❖ L'indice de compacité de Gravelus

Appelé également coefficient de forme, il correspond au rapport du périmètre du bassin à celui d'un cercle de même superficie.

$$KG = 0,282 * \frac{47,02}{\sqrt{75,23}} = 1,53 \text{ Avec } \begin{cases} S: \text{Superficie du bassin, en km}^2 \\ P: \text{Périmètre du bassin, en km} \end{cases}$$

#### ❖ Longueur du rectangle équivalent

Le rectangle équivalent est un rectangle qui a la même superficie, le même indice de compacité et la même distribution hypsométrique que le bassin versant. Sa longueur est donnée par :

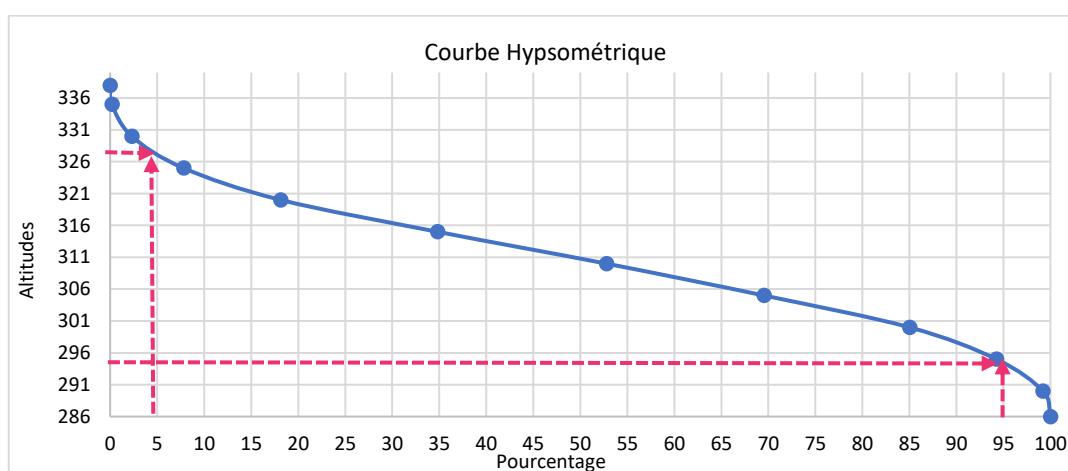
$$Leq[\text{Km}] = \frac{47,02 + \sqrt{47,02^2 - 16 * 75,23}}{4} = 19,69[\text{Km}]$$

#### ❖ Courbe hypsométrique



Elle est tracée à l'aide des données ci-dessous.

Côte min (m)	Côte max(m)	Surface (ha)	Surface cumulée (ha)	Pourcentage
286	290	60,115	7522,727	100,00
290	295	371,08	7462,612	99,20
295	300	694,66	7091,532	94,27
300	305	1165,4	6396,872	85,03
305	310	1260,6	5231,472	69,54
310	315	1351,3	3970,872	52,79
315	320	1254,6	2619,572	34,82
320	325	777,51	1364,972	18,14
325	330	414,67	587,462	7,81
330	335	159,17	172,792	2,30
335	338,00	13,622	13,622	0,18



❖ **Indice global de pente et l'indice de pente corrigé**

Les pentes transversales **It** ont été calculées en six (06) sections différentes et leur moyenne retenue comme pente transversale (*It*) du bassin versant et comparée à la pente longitudinale (*Ig*) pour s'assurer d'une éventuelle correction de l'indice global.

$$I_g \text{ [m/Km]} = \frac{Alt5\% - Alt95\%}{L} = \frac{327,5 - 294}{19,69} = 1,70 \text{ [m/Km]}$$

<b>Les pentes transversales [m/Km]</b>	IT1	11,00
	IT2	8,00
	IT3	11,00
	IT4	9,00
	IT5	9,00
	IT6	7,00
	IT moyenne	9,17
<b>Différence</b>	81,46% > 20% de <i>Ig</i> On calcul alors <i>Ig</i> corrigé	
<b>Longueur du rectangle équivalent =19,69 km</b>	Donc n=3	

$$I_{g_{cor}} = \frac{[(n-1) * I_g + IT]}{n} = \frac{[(3-1) * 1,7 + 9,17]}{3} = 4,19[m/Km]$$

#### ❖ Dénivelée spécifique

Elle permet la distinction des classes de relief du bassin versant et s'exprime par la relation :

$$D_s[m] = I_g * \sqrt{S} = 1,7 * \sqrt{75,23} = 14,76m. \text{ On a } D_s < 50 m, \text{ le relief est donc faible.}$$

#### ❖ Densité de drainage

$$\text{Il s'obtient par la relation : } D_d = \frac{\text{Long. du réseau hydrographique}}{S} = \frac{199,35}{75,23} = 2,65$$

#### ❖ Classe d'infiltration du bassin versant

Dans notre cas nous sommes en présence d'un bassin versant relativement imperméable **RI (P3)**

❖ **Aspect du réseau hydrographique** : Le réseau hydrographique est de forme dendritique

❖ **Pente longitudinale du Bassin versant**

Elle a été calculée suivant la formule simplifiée de GRESILLON

$$I_{BV}[m/km] = \frac{26}{\sqrt{s}} = \frac{26}{\sqrt{75,23}} = 3$$

### Analyse fréquentielle des pluies

L'analyse fréquentielle des pluies a été réalisée avec le logiciel EXCEL et vérifiée avec le logiciel HYPHRAN. Deux méthodes ont été utilisées pour l'analyse fréquentielle des pluies : la méthode de Gauss pour les pluies moyennes (1982-2016) et la méthode de Gumbel pour les pluies maximales journalières (1988-2016)

#### 2.1. Ajustement de GAUSS

L'ajustement de GAUSS se faisant sur les valeurs moyennes, nous l'avons utilisé pour la détermination des pluies annuelles moyennes de période de retour 5,10,20,50et 100 ans.

Les données ont tout d'abord été classées par ordre croissant et les rangs attribués.

Les fréquences sont données par la relation :  $(\text{Rang} - 0.5) / \text{Nombre d'éléments}$

Les paramètres  $U_p$  et  $X_p$  par les formules :  $U_p = \frac{x - \bar{x}}{s}$  et  $X_p = \bar{x} + U_p * S$

STATION DE MANGA					Equation de la droite d'Henry		
Année	Pluie annuelle	Rang r	Fréquences expérimentales	up	xp	Borne sup.	Borne inf.
1982	405,3	1	0,012	-2,519	582,26	722,08416	442,43322
2000	513,3	2	0,036	-1,945	596,74	713,12342	480,34872

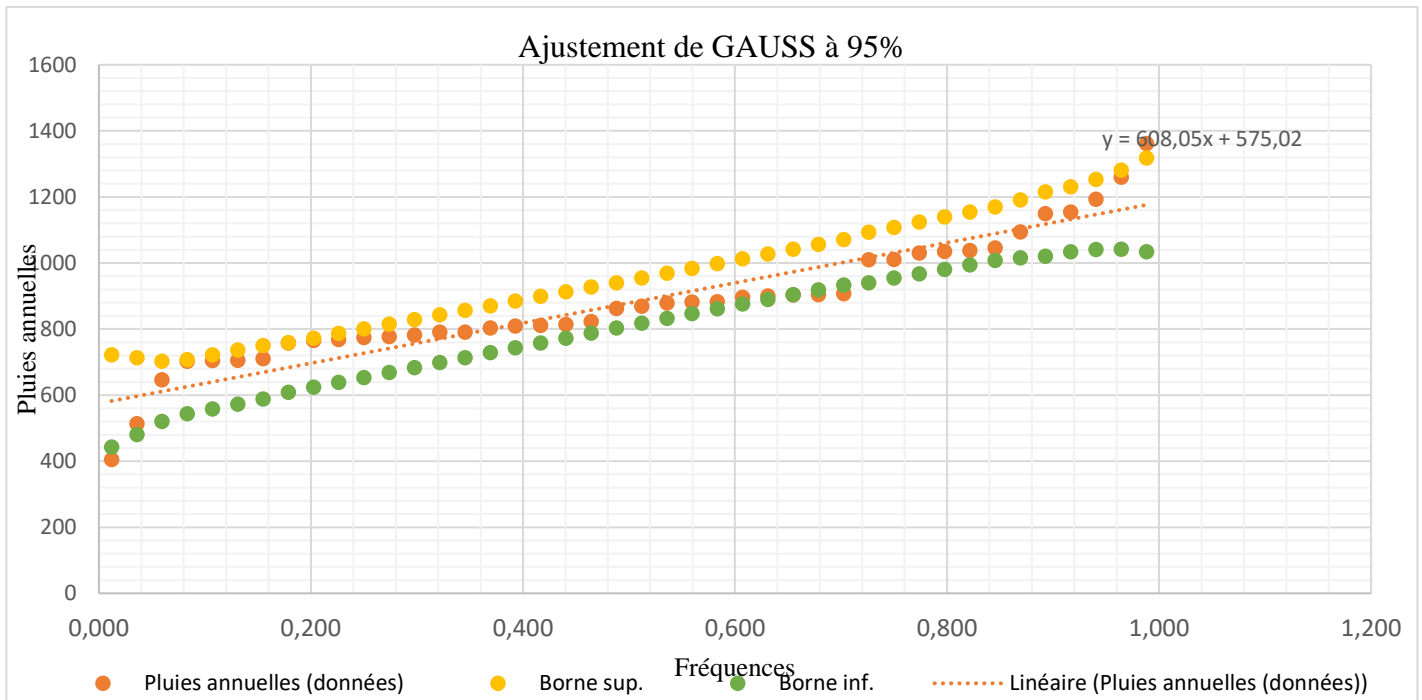
**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

1990	646,2	3	0,060	-1,238	611,21	702,19084	520,23606
2011	702,6	4	0,083	-0,938	625,69	707,83662	543,54505
1972	704,5	5	0,107	-0,928	640,17	722,0447	558,29173
1997	705,8	6	0,131	-0,921	654,65	736,339	572,95219
1975	709,9	7	0,155	-0,899	669,12	750,24531	588,00064
1978	757,5	8	0,179	-0,646	683,60	758,86227	608,33845
1977	765,1	9	0,202	-0,606	698,08	772,54796	623,60752
2001	768,3	10	0,226	-0,589	712,56	786,7049	638,40534
2005	774,3	11	0,250	-0,557	727,03	800,60255	653,46245
1973	777,1	12	0,274	-0,542	741,51	814,81896	668,20081
2004	782,3	13	0,298	-0,514	755,99	828,8281	683,14642
2009	790,6	14	0,321	-0,470	770,46	842,60326	698,32603
1981	791	15	0,345	-0,468	784,94	857,04822	712,83582
1993	803,4	16	0,369	-0,402	799,42	870,58726	728,25155
2003	808,9	17	0,393	-0,373	813,90	884,69053	743,10304
1992	810,7	18	0,417	-0,363	828,37	899,0512	757,69714
1998	814	19	0,440	-0,346	842,85	913,32202	772,38108
1995	822,9	20	0,464	-0,299	857,33	927,29068	787,36718
2002	862,4	21	0,488	-0,089	871,81	940,39354	803,21908
1976	869,2	22	0,512	-0,052	886,28	954,78389	817,7835
1970	878,7	23	0,536	-0,002	900,76	969,21445	832,3077
1996	881,5	24	0,560	0,013	915,24	983,69469	846,78222
2013	882,5	25	0,583	0,018	929,72	998,17493	861,25674
1979	896,6	26	0,607	0,093	944,19	1012,7955	875,59097
1988	900,2	27	0,631	0,112	958,67	1027,3401	890,00111
2012	902,9	28	0,655	0,127	973,15	1041,876	904,41991
1999	903,9	29	0,679	0,132	987,63	1056,3769	918,87382
2006	907,4	30	0,702	0,151	1002,10	1070,9439	933,26155
1991	1010	31	0,726	0,696	1016,58	1092,8803	940,27991
1971	1011	32	0,750	0,702	1031,06	1107,4717	954,64326
2015	1030,2	33	0,774	0,804	1045,53	1124,2697	966,8001
1980	1035	34	0,798	0,829	1060,01	1139,3647	980,65986
1974	1038,2	35	0,821	0,846	1074,49	1154,2618	994,71752
2016	1045,7	36	0,845	0,886	1088,97	1169,7472	1008,1868
2008	1093,9	37	0,869	1,142	1103,44	1191,4411	1015,4478
2007	1149,1	38	0,893	1,436	1117,92	1215,4734	1020,3702
2010	1154,1	39	0,917	1,462	1132,40	1230,8717	1033,9267
1989	1192,6	40	0,940	1,667	1146,88	1252,6962	1041,0569
2014	1259,5	41	0,964	2,023	1161,35	1280,8237	1041,8842
1994	1361,6	42	0,988	2,566	1175,83	1317,6381	1034,0245
<b>Pluie annuelle moyenne</b>	<b>879,05</b>						

**Les caractéristiques de l'échantillon**

Moyenne (X)	<b>879,045238</b>
Ecart type (s)	<b>188,077754</b>
Coefficient de variation (cv)	<b>0,213956854</b>

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**



**Calcul de quantiles**

Période de retour	5ans	10ans	20ans	50ans	100ans
Probabilité de non dépassement	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01
Probabilité de dépassement	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99
u humide	0,80	1,28	1,64	1,96	2,33
u sèche	-0,80	-1,28	-1,64	-1,96	-2,33
xp humide (mm)	1029,5	1119,8	1187,5	1247,7	1317,3
xp sèche (mm)	728,6	638,3	570,6	510,4	440,8

Cet ajustement a été vérifié avec le logiciel Hyfran et on obtient les résultats suivants :

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Results | Graphics | Adequacy | Discordance | Characteristics

Project: \_\_\_\_\_ Size: 42

Title: Pluies moyennes annuelles

T	q	XT	Standard	Confidence interval
100.0	0.9900	1320	56.4	1210 - 1430
50.0	0.9800	1260	51.6	1160 - 1370
20.0	0.9500	1190	44.8	1100 - 1280
10.0	0.9000	1120	39.4	1040 - 1200
5.0	0.8000	1040	33.9	970 - 1100
3.0	0.6667	960	30.4	900 - 1020
2.0	0.5000	879	29.0	822 - 936
1.4286	0.3000	780	31.0	719 - 841
1.2500	0.2000	720	33.9	654 - 787
1.1111	0.1000	638	39.4	560 - 715
1.0526	0.0500	569	44.8	481 - 657
1.0204	0.0200	492	51.6	391 - 593

Estimated parameters

mu : 878.619

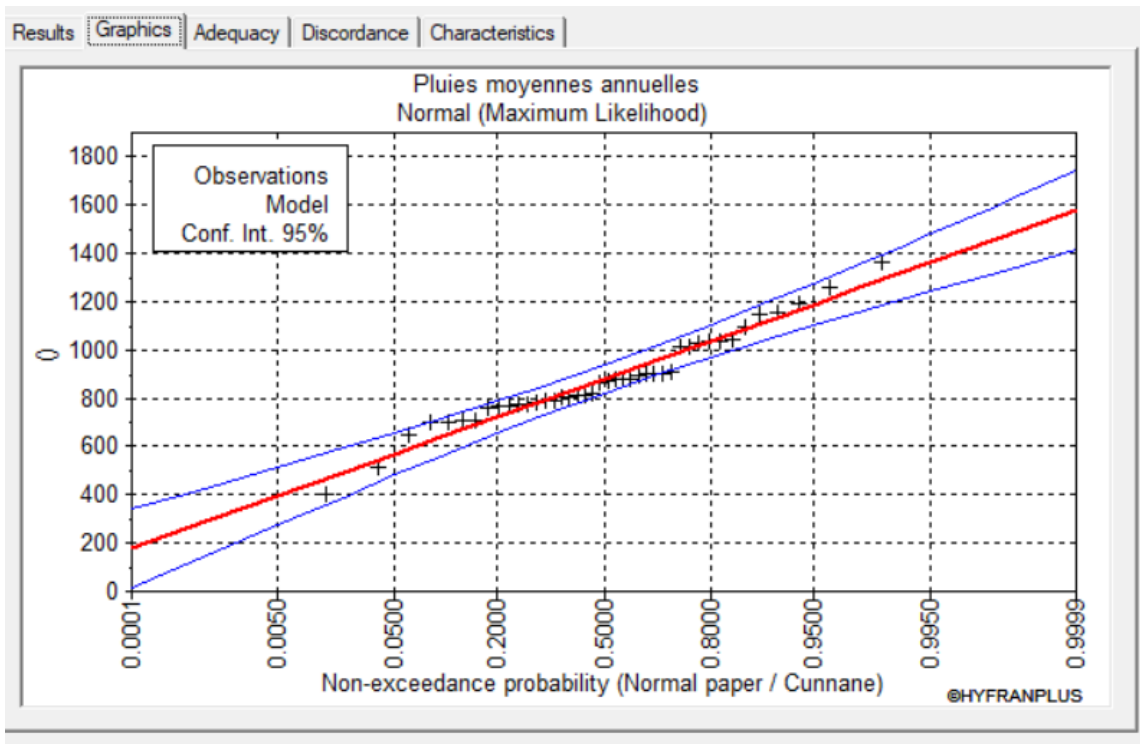
sigma : 188.084

Confidence level: 95 %

q = non-exceedance probability

Other return period

p.d.f.



## 2.2. Ajustement de GUMBEL

L'ajustement de Gumbel se faisant sur les valeurs extrêmes, nous l'avons utilisé pour la détermination des pluies journalières de période de retour 5,10,20,50 et 100 ans.

Année	Pluie maximale journalière(mm)	Rang	Fréquence expérimentale	Variable réduite de Gumbel (up)	xp calculé	K	Iexp -	Iexp +
1997	41,5	1	0,033	-1,401	45,777	-1,543	51,624	39,930
2003	42,8	2	0,067	-1,086	49,621	-1,297	54,545	44,697
2005	52,2	3	0,100	-0,896	51,927	-1,149	56,375	47,480
1993	53,2	4	0,133	-0,749	53,726	-1,034	57,858	49,594
1998	55,5	5	0,167	-0,622	55,268	-0,935	59,180	51,356
2013	56,9	6	0,200	-0,508	56,656	-0,847	60,416	52,896
2000	57	7	0,233	-0,402	57,946	-0,764	61,609	54,283
1989	58,4	8	0,267	-0,302	59,172	-0,686	62,785	55,558
2004	59,1	9	0,300	-0,205	60,355	-0,610	63,962	56,747
2001	59,4	10	0,333	-0,110	61,512	-0,536	65,153	57,871
1990	61,7	11	0,367	-0,016	62,657	-0,462	66,369	58,945
1995	63,9	12	0,400	0,078	63,800	-0,389	67,617	59,983
2012	65,2	13	0,433	0,172	64,951	-0,316	68,907	60,995
2006	65,6	14	0,467	0,268	66,119	-0,241	70,246	61,993
1996	66	15	0,500	0,367	67,315	-0,164	71,644	62,985
2002	67,1	16	0,533	0,468	68,547	-0,085	73,111	63,984
2008	67,1	17	0,567	0,573	69,828	-0,003	74,658	64,998
1994	77	18	0,600	0,683	71,171	0,083	76,302	66,040
1999	77,8	19	0,633	0,800	72,591	0,174	78,060	67,122
1988	80,7	20	0,667	0,924	74,108	0,271	79,957	68,260
2009	81,2	21	0,700	1,059	75,749	0,376	82,027	69,472
1991	83	22	0,733	1,206	77,549	0,491	84,313	70,784
2014	83	23	0,767	1,371	79,556	0,620	86,882	72,231
2016	88,1	24	0,800	1,559	81,846	0,766	89,828	73,865
1992	91,5	25	0,833	1,780	84,537	0,938	93,308	75,766
2007	91,8	26	0,867	2,051	87,837	1,150	97,595	78,078
2010	92	27	0,900	2,406	92,166	1,427	103,244	81,088
2015	92,6	28	0,933	2,935	98,613	1,840	111,690	85,535
2011	95,2	29	0,967	4,052	112,214	2,710	129,584	94,843

### Les caractéristiques de l'échantillon

Moyenne (X)	69,88
Ecart-type (s)	15,62
Coefficient de variation (cv)	0,22

### Les paramètres de la loi

Paramètre d'échelle 1/a	12,183
Paramètre de position x <sub>0</sub>	62,849

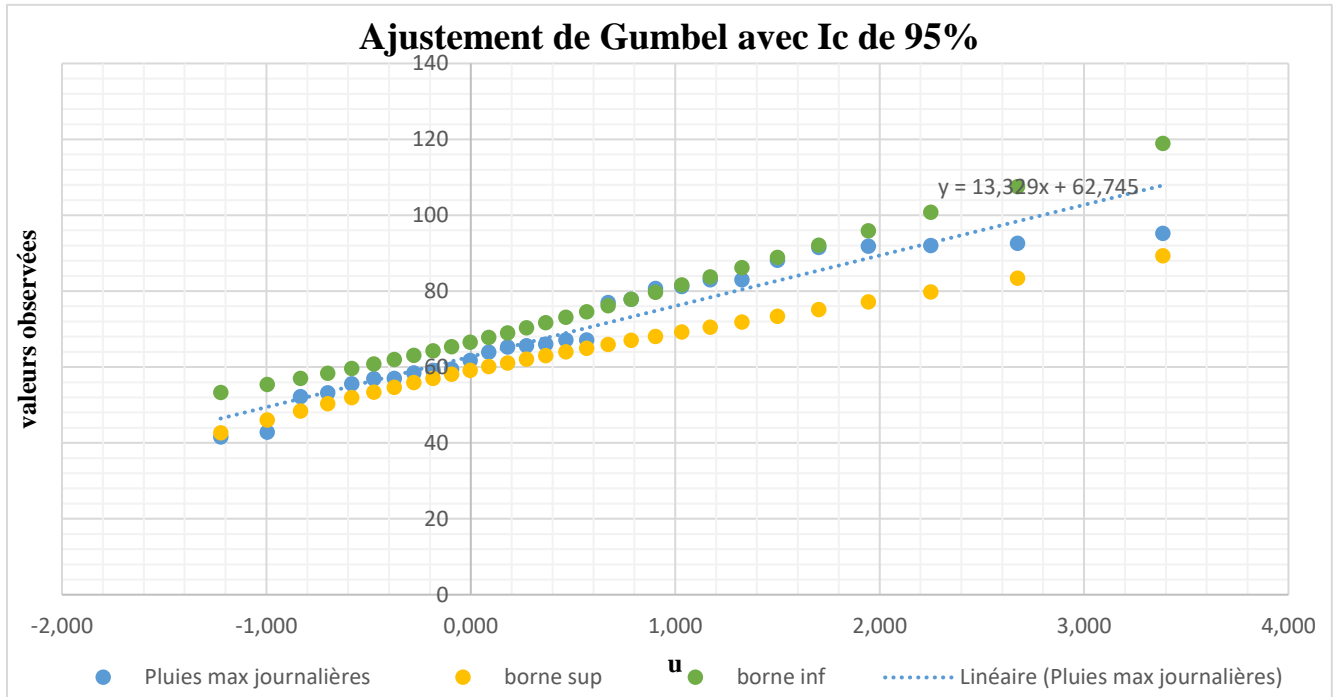
Les données ont ensuite été classées par ordre croissant et les rangs attribués.

Les fréquences sont données par la relation :  $\text{Rang}/(\text{Nombre d'éléments} + 1)$

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

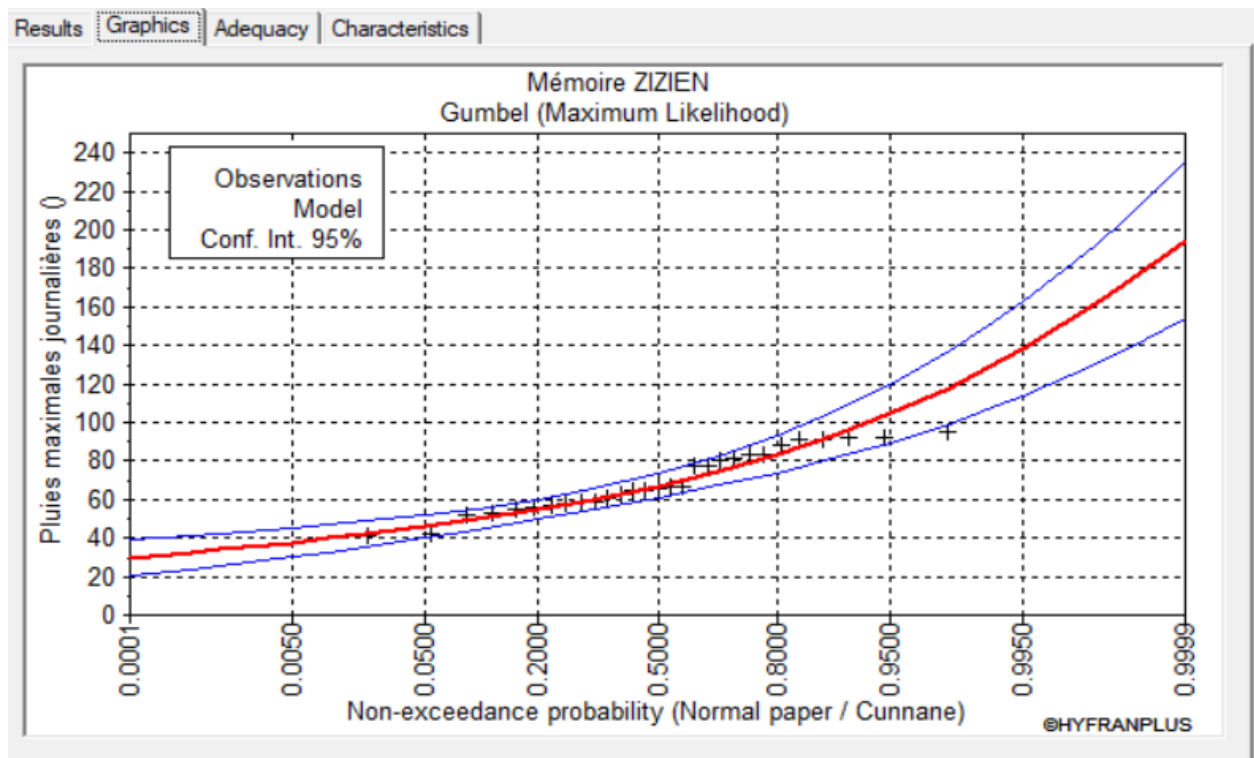
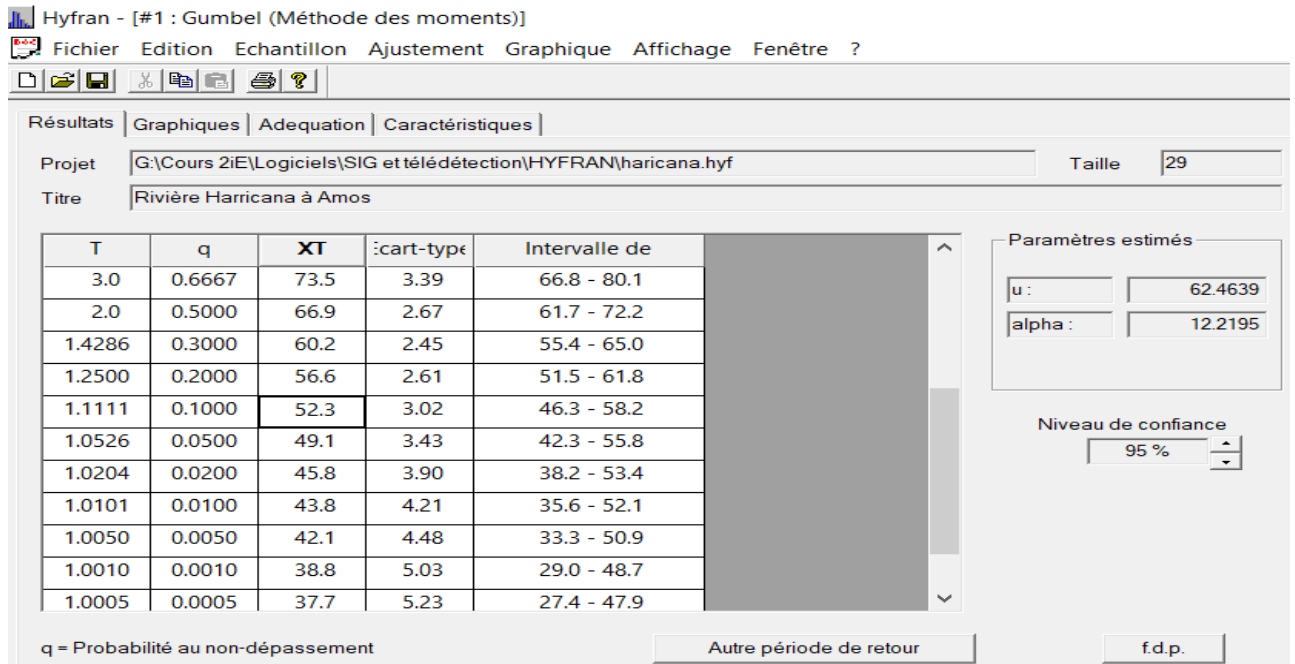
Les paramètres  $U_p$  et  $X_p$  par les formules :

$$U_p = \frac{x - \bar{x}}{s} \text{ et } X_p = U_p * (1/a) + x_0$$



<b>Période de retour</b>	<b>5 ans</b>	<b>10 ans</b>	<b>20 ans</b>	<b>50 ans</b>	<b>100 ans</b>
<b>Probabilité de non dépassement</b>	0,2	0,1	0,05	0,02	0,01
<b>Probabilité de dépassement</b>	0,8	0,9	0,95	0,98	0,99
<b>u humide</b>	1,50	2,25	2,97	3,90	4,60
<b>u sèche</b>	-0,48	-0,83	-1,10	-1,36	-1,53
<b>x<sub>p</sub> humide (mm)</b>	81,1	90,3	99,04	110,4	118,9
<b>x<sub>p</sub> sèche (mm)</b>	57,05	52,69	49,48	46,23	44,24

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**



**Prédétermination des crues**

La détermination des crues décennale est réalisée suivant les méthodes ORSTOM et CIEH décrites dans le manuel de détermination des crues et apport de la FAO.



❖ **Méthode ORSTOM**

**Détermination du coefficient d'abattement A**

Il se détermine par la relation :  $A = 1 - \left[ \frac{(161 - 0,042 * \overline{Pan})}{1000} \right] * \log S$

$$A = 1 - \left[ \frac{(161 - 0,042 * \overline{879,05})}{1000} \right] * \log 75,23 = 0,77$$

**Estimation du coefficient de ruissellement décennal Kr<sub>10</sub>**

Pour une précipitation décennale ponctuelle P10 différente de 70 et 100 mm, l'estimation du coefficient de ruissellement Kr<sub>10</sub> est faite par interpolation linéaire entre les valeurs Kr<sub>70</sub> et Kr<sub>100</sub>

$$Kr_{70} \text{ ou } Kr_{100} = S * \frac{a}{(s + b)} + c \quad \text{S la superficie en Km}^2$$

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

Kr <sub>70</sub>					
	a	b	s	c	Kr <sub>70</sub>
ig=7	200	20	75,23	18,5	20,60
ig=4,2	Kr <sub>70</sub> = 17,78				
ig=3	150	20	75,23	15	16,58
Kr <sub>100</sub>					
	a	b	s	c	Kr <sub>100</sub>
ig=7	240	30	75,23	22	24,28
ig=4,2	Kr <sub>100</sub> = 16,83				
ig=3	200	30	75,23	17	18,90
<b>Kr<sub>10</sub></b>	<b>17,47</b>				

**Le temps de base Tb<sub>10</sub>**

Le temps de base est la durée qui s'écoule entre le début de la montée du niveau d'eau et la fin du ruissellement pur de la crue. La valeur du temps de base est obtenue par interpolation linéaire entre les valeurs de l'indice de pente (3 et 7) encadrant l'indice de pente du bassin versant étudié (4,2).

$$Tb_{10} = a * S^{0.36} + b$$

Pour I<sub>g<sub>cor</sub></sub> = 3 on a  $Tb_{10} = 325 * S^{0.36} + 315$

Pour I<sub>g<sub>cor</sub></sub> = 7 on a  $Tb_{10} = 163 * S^{0.36} + 142$

Pour I <sub>g</sub> =3	Tb <sub>10</sub> = 1854,52 min
Pour I <sub>g</sub> =7	Tb <sub>10</sub> = 914,13 min
Pour I <sub>g</sub> = 4,2	Tb <sub>10</sub> = 1196,24 min

ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).

On a les résultats suivants

Désignation		Formules	Unités	Valeurs
Superficie	S	-	km <sup>2</sup>	75,23
Pluie décennale journalière	P10	Ajustement de Gumbel	mm	90,27
Pluie moyenne annuelle	Pan	Moyenne des pluies annuelle	mm	879,05
Coefficient d'Abattement	A	$A = 1 - \left[ \frac{(161 - 0,042 * Pan(mm))}{1000} \right] * \log S(km^2)$	Sans unité	0,77
Coefficient de ruissellement	Kr10	Interpolation	Sans unité	0,17
Coefficient de pointe décennale	$\alpha_{10}$	-	Sans unité	2,6
Temps de base	Tb10	Interpolation	min	1196,24
Pluie moyenne décennale	Pm10	Ajustement de Gauss	mm	69,25
Débit moyen de crue	Qm10	$16,7 * (Pm_{10}(mm) * Kr_{10} * S(km^2)) / Tb_{10}(min)$	m <sup>3</sup> /s	12,71
Débit maximum de ruissèlement	Qr10	$Q_{r10} = \frac{1000 * A * P_{10}(mm) * Kr_{10} * \alpha_{10} * S(Km^2)}{Tb_{10}(s)}$	m <sup>3</sup> /s	32,98
Débit d'écoulement retardé	Qret10	$\left( \frac{0,03 + 0,04}{2} \right) * Q_{r10}$	m <sup>3</sup> /s	1,32
Volume d'écoulement retardé	Vret10	$Q_{r10} * 0,04 * Tb_{10}(s)$	m <sup>3</sup>	94680,75
Volume ruisselé	Vr10	$1000 * Pm_{10}(mm) * Kr_{10} * S(Km^2)$	m <sup>3</sup>	910391,80
Volume de crue total	Vc10	$Vr_{10} + Q_{ret10}(m^3/s) * Tb_{10}(s)$	m <sup>3</sup>	1005072,54
Temps de montée	Tm10	$Tm_{10} = \frac{Tb_{10}}{3}$	min	398,75
Le débit de pointe (pluie décennale orstorm)	Q10	$1,04 * Q_{r10}$	m <sup>3</sup> /s	34,30

❖ Méthode CIEH

La formule du CIEH est donnée par :

$Q_{10} = a * S^s * \overline{Pan}^p * I_g^i * Kr_{10}^k * Dd^d$	<p><b>S</b> : Superficie du Bassin Versant (Km<sup>2</sup>)  <b>Pan</b> Hauteur moyenne de précipitation annuelle (mm)  <b>I<sub>g</sub></b> Indice global de pente (m/Km)  <b>Kr<sub>10</sub></b> Coefficient de ruissellement pour une crue décennale  <b>Dd</b> Densité de drainage</p>
--	--

Equations choisies	Echantillon	Corrélation	Coefficients					Q10	Q10 retenue
			a	s	I <sub>g</sub>	Pm10	Kr10		
12	176	0,795	0,095	0,643	0,406		1,038	36,9477	
40	60	0,824	0,254	0,462	0,101		0,976	32,1838	
44	133	0,757	203	0,342		-1,301	0,813	36,721	

### Crue du projet par la méthode Gradex

Selon cette approche, toute précipitation extrême au-delà de la décennale, engendre un supplément de débit égal au supplément de pluie par rapport à la pluie décennale. Le supplément de débit se traduit par un coefficient multiplicateur C.

$Q_{100} = C * Q_{10}$ <p>Avec</p> $C = 1 + \frac{P_{100} - P_{10}}{P_{10}} * \frac{\left(\frac{Tb_{10}}{24}\right)^{0.12}}{Kr10}$	<p><math>Q_{100}</math> Débit de crue décennale (m<sup>3</sup>/s)  <math>Q_{100}</math> Débit de crue centennale (m<sup>3</sup>/s)  C Coefficient de passage de <math>Q_{10}</math> à <math>Q_{100}</math>  P10 Précipitation journalière correspondant à la période de retour 10 ans  P100 Précipitation journalière correspondant à la période de retour 100 ans  Tb est le temps de base en heures  Kr10 Coefficient de ruissèlement de la crue décennal en (fraction)</p>
--	---

$$C = 1 + \frac{118,9 - 90,3}{90,3} * \frac{\left(\frac{1196,24}{24 * 60}\right)^{0.12}}{0,17} \text{ On a } C = 2,77$$

Méthode	Q10	C	Q100
ORSTOM	34,30	2,77	95,17
CIEH	36,95		102,53

$$Q_{100 \text{ projet}} = 102,53 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Crue de rupture

Selon le CIGB (Comité International des Grands Barrages) la crue de rupture d'un barrage peut être approchée par la relation suivante.

$Q_{\text{Rupture}} = 2 * L_{\text{dev}} * [R + 0,2]^{1,5} * 0,15 L_{\text{digue}}$	<p><math>L_{\text{dev}}</math> : Longueur déversoir [m]  <math>L_{\text{digue}}</math> : Longueur digue sans déversoir [m]  R : Revanche totale [m]</p>
---	---

Longueur du déversoir L (m)	Charge d'eau sur le seuil (m)	Revanche (m)	Revanche totale a (m)	Longueur du barrage (m)	Longueur digue Ld (m)
80	0,80	0,90	1,70	407,40	327

$$Q_{\text{Rupture}} = 2 * 80 * [1,7 + 0,2]^{1,5} * 0,15 * 327 = 468,15 \text{ m}^3/\text{s}$$

### Hydrogramme de crue

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

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

$$\frac{Q}{102,53} = \frac{2}{2,6} * \frac{1196,24 - 2,6 * 398,75}{1196,24 - 2 * 398,75} \rightarrow Q = 31,55$$

On a alors :

Temps de base Tb10	1196,24	minutes
Temps de montée Tm10	398,75	minutes
Débit maximal Qmax	102,53	m <sup>3</sup> /s
Coefficient de pointe décennale α10	2,60	
Débit de discontinuité Q	31,55	m <sup>3</sup> /s
Equation de la droite de montée	Y=-0,26x+205,06	
Temps de début de discontinuité Tc	674,8	minutes

### Annexe 3 : Etude de la retenue

#### Calcul des apports liquides

Ces apports sont évalués par la méthode du déficit d'écoulement par la formule de Coûtagne et par la méthode empirique de RODIER

$$Ve = 10^3 * Kei * S * Pi \text{ et } Le = P - D$$

#### ❖ Formule de Coûtagne

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

Avec

D : Déficit hydrique (m)

P : Pluie moyenne annuelle (mm)

$\bar{T}$ : Température moyenne annuelle (°C)

$\lambda$ : Coefficient de Coûtagne

$$P(m) \in \left[ \frac{1}{8\lambda}; \frac{1}{2\lambda} \right] \text{ et } D(m) = P(m) - \lambda P(m)^2$$

Apports liquides par la méthode de COUTAGNE								
Période de retour (année)	Pluviométrie (mm)	Température moyenne	$\lambda$	D (m)	Lame écoulée (mm)	Ke	Superficie (Km <sup>2</sup> )	Apports liquides (m <sup>3</sup> )
<b>Période médiane</b>								
Année moyenne	879,05	28,44	0,21	0,72	161,59	0,18	61,50	9937852,26
<b>Période sèche</b>								
10 ans	638,31	28,44	0,21	0,55	85,20	0,09	61,50	<b>3608112,30</b>
5 ans	728,58	28,44	0,21	0,62	111,01	0,13	61,50	5765784,48

#### ❖ Méthode de Rodier

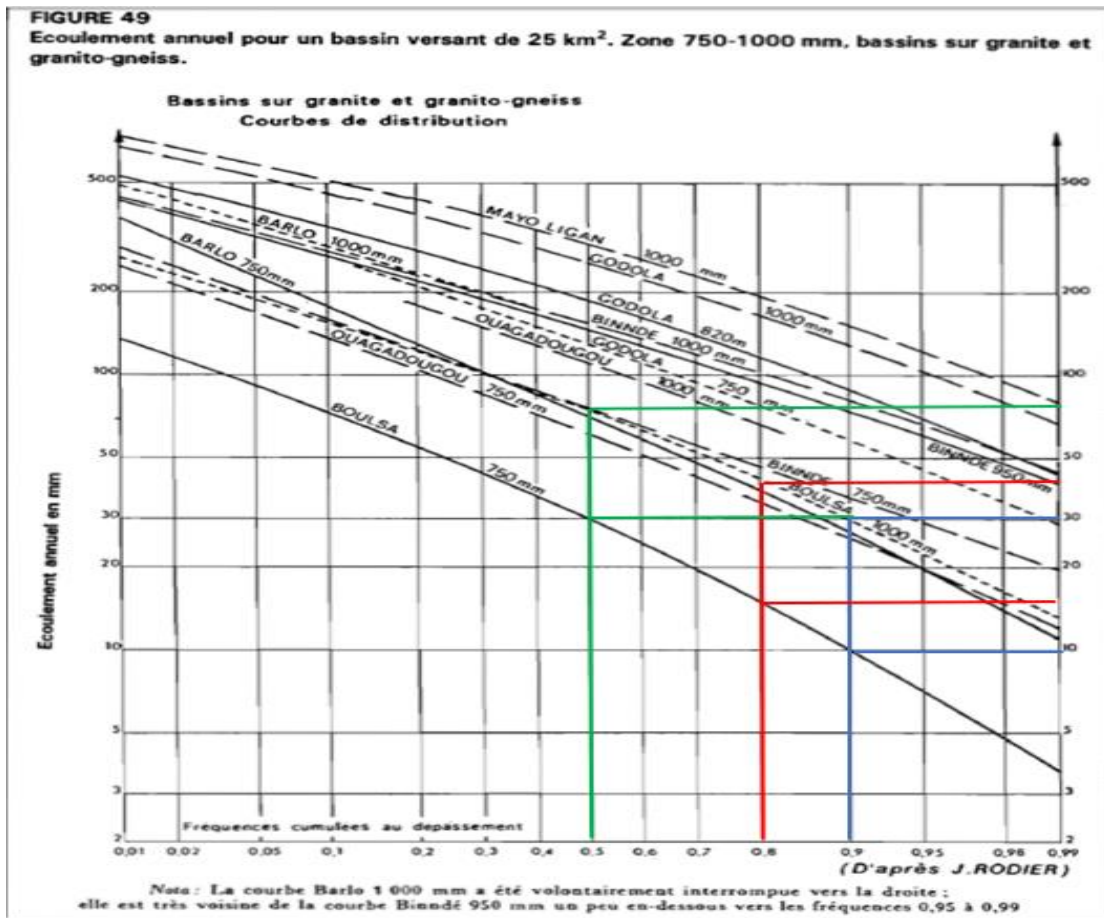
Choix d bassin type de Boulsa pour une pluviométrie moyenne annuelle de 879 mm. On obtient les lames d'eau écoulées sur le graphe ci-dessous.

#### Les caractéristiques du bassin type

- Superficie : [22km<sup>2</sup> – 84,7 km<sup>2</sup>], Ds: [20m – 21m], Dd :  $\left[ 682 \left( \frac{km}{km^2} \right) - 0.98 \left( \frac{km}{km^2} \right) \right]$
- Pmed=750mm, Kmed= 4-5%
- Type de sols :mélange de sols perméables (arènes) et imperméables (argiles)

La superficie utilisée est celle réduite soit 61,5 km<sup>2</sup>

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**



Les lames d'eau écoulées pour la pluviométrie de 879,05 mm sont obtenues par interpolation logarithmique.

Désignation	Période de retour (année)	Lame d'eau écoulée (mm)	Log (Lmed)
750 mm	Année moyenne	30	1,48
	10 ans	10	1,00
	5 ans	16	1,20
1000 mm	Année moyenne	80	1,90
	10 ans	30	1,48
	5 ans	45	1,65
854,66 mm	Année moyenne	45,23	1,66
	10 ans	15,84	1,20
	5 ans	24,67	1,39

L'apport liquide est obtenu par la relation  $V_e = L_e \text{ (mm)} * S \text{ (km}^2) * 1000$

Période de retour (année)	Ke (%)	Superficie (Km <sup>2</sup> )	Apports liquides (m <sup>3</sup> )
Année moyenne	5,66	61,50	2 781 834,60
10 ans	2,01	61,50	<b>974 149,09</b>
5 ans	3,10	61,50	1 517 088,72

Nous retiendrons l'apport liquide en période décennale sèche de **974 149,09 m<sup>3</sup>**

## Calcul des pertes

Les pertes sont celles dues aux dépôts solides, à l'infiltration dans la cuvette et à l'évaporation.

### ❖ Dépôts solides

D : Dégradation spécifique annuelle (m<sup>3</sup>/Km<sup>2</sup> /an)

S : Superficie du Bassin Versant (Km<sup>2</sup>)

P : Pluviométrie moyenne annuelle (mm)

V : Volume annuel de dépôts solides (m<sup>3</sup>/an)

h : Paramètre anthro=0,6

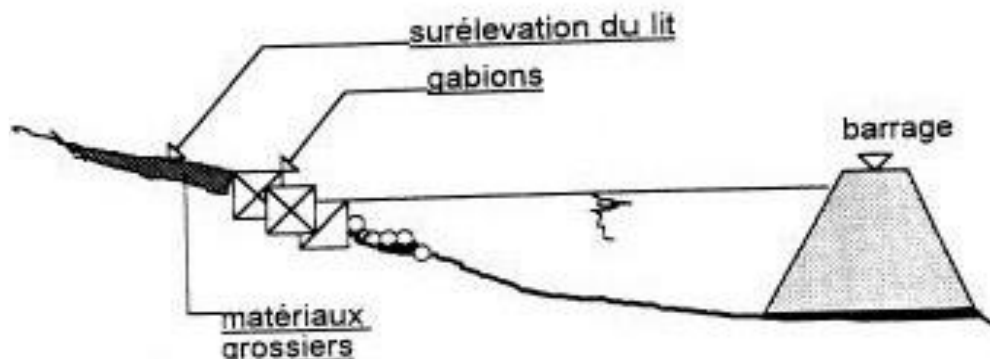
r : Paramètre morpho=0,3

- Formule de GOTTSCHALK :  $D = 260 * 61,5^{-0.1} e$
- Formule de GRESILLON  $D = 700 * \left(\frac{879}{500}\right)^{-2.2} * 61,5^{-0.1}$
- Formule de KARAMBIRI :  $D = 137 * \left(\frac{879}{700}\right)^{-2.02} * 61,5^{-0.05} * [0,25 + 1,13 * (0,6 + 0,3)^{1.15}]$

Auteurs	Calcul des dépôts solides par la formule de GOTTSCHALK			
	S (km <sup>2</sup> )	D (m <sup>3</sup> /km <sup>2</sup> /an)	V (m <sup>3</sup> /an)	V sur 5 ans (m <sup>3</sup> )
<b>GOTTSCHALK</b>	61,50	172,22	<b>10 592</b>	<b>10 592</b>
<b>GRESILLON</b>	61,50	134,00	<b>8 241,29</b>	<b>8 241,29</b>
<b>KARAMBIRI</b>	61,50	92,40	<b>5 682,51</b>	<b>5 682,51</b>

Nous retiendrons les dépôts solides obtenus à partir de la formule de KARAMKIRI sur 5 ans (V=28413 m<sup>3</sup>) et recommandons un curage quinquennal de la cuvette.

De plus en vue de réduire les dépôts solides nous proposons la construction de diguettes en gabions dans la cuvette.



Source : Compaoré1996

### ❖ Evaporation et infiltration

L'infiltration journalière retenue est de 1,5 mm/j, quant aux pertes par évaporation, les données de la station synoptique de Pô (1989-2018) ont permis le calcul des moyennes ci-dessous.

Calcul des pertes (infiltration+ évaporation)							
Mois	Nov.	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai
Nombre de jours	30	31	31	28	31	30	31
Evap. Ebac (mm/mois)	211,08	259,93	294,24	310,49	358,22	305,67	257,46
Evap. Ebac (mm/jour)	7,04	8,38	9,49	11,09	11,56	10,19	8,31
Evap. Elac (mm/jour)	5,39	5,99	6,45	7,08	7,26	6,73	5,95
Evap. Elac (mm/mois)	161,57	185,55	199,93	198,31	225,07	201,91	184,48
Infiltration (mm/mois)	45,00	46,50	46,50	43,50	46,50	45,00	46,50
Pertes (m/mois)	0,21	0,23	0,25	0,24	0,27	0,25	0,23

### Evaluation des besoins agricoles et pastoraux

Le tableau ci-dessous présente le calcul des besoins pastoraux.

Espèces	Bovins	Ovins	Caprins	Porcins	Asins
Effectifs	22805	17544	16861	1078	2478
Effectifs / village	814,5	626,6	602,2	38,5	88,5
Effectifs Zone d'étude	<b>2444</b>	<b>1880</b>	<b>1807</b>	<b>116</b>	<b>266</b>
Taux d'accroissement	2%	3%	3%	2%	2%
Consommation spécifique (l/s)	50	5	5	8	12
Durée du projet (années)	20				
Besoins mensuels	5447,48	509,32	489,55	41,37	142,29
Besoin mensuel total (m3)	6630,02				

$$B_{past/mois} = 30 * P_{o_{espèce}} (1 + \beta)^n * consommation\ spécifique_{espèce}$$

### Besoins agricoles

L'évapotranspiration maximale est donnée par la relation  $ETM = ETP * KC$

Les besoins bruts par la relation  $BB = \frac{ETM - Pe}{e}$

Nous avons retenu les cultures qui sont la papaye et l'oignon pour la détermination des besoins.

	Paramètres	Oct.	Nov.	Déc.	Janv.	Févr.	Mars	Avril	Mai
<b>Cultures</b>	Durée	31	30	31	31	29	31	30	28
	ETP (mm/j)	4,92	5,17	5,49	5,66	5,78	6,01	5,94	6,16
	Pe(mm/j)	0,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,51	1,09
	Efficience	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
<b>Oignon</b>	kc équivalent	0,63	0,96	1,05	0,97	0,85	-	-	-
	ETM (mm/j)	3,10	4,97	5,77	5,47	4,92	-	-	-



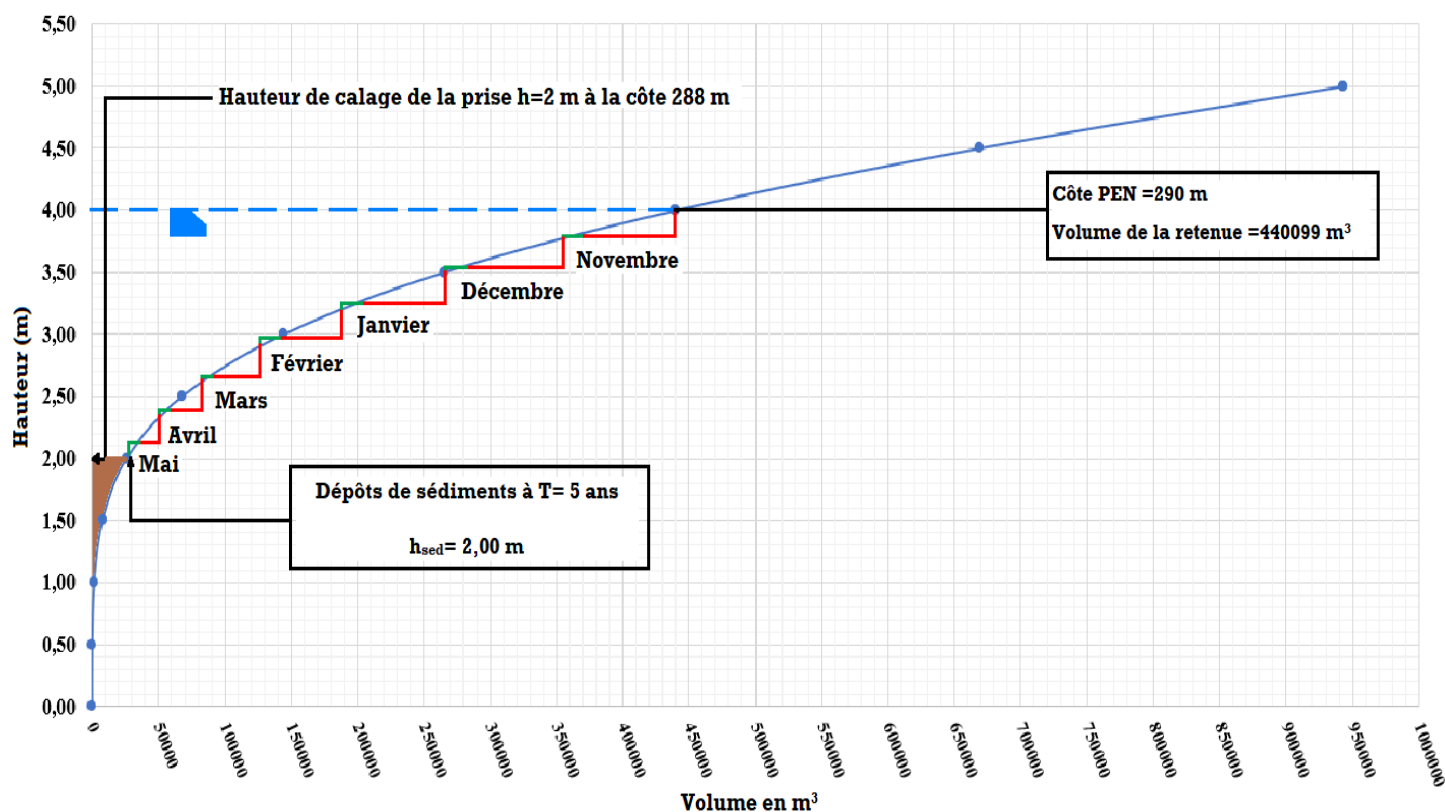
**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

	BN (mm/j)	2,64	4,97	5,77	5,47	4,92	-	-	-
	BB (mm/mois)	409,59	744,89	893,80	847,76	712,84	-	-	-
<b>PAPAYE</b>	kc équivalent	0,5	0,5	0,52	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	ETM (mm/j)	2,46	2,59	2,83	4,25	4,34	4,51	4,46	4,62
	BN (mm/j)	2,01	2,59	2,83	4,25	4,34	4,51	3,95	3,53
	BB (mm/mois)	133,36	166,27	188,29	282,05	269,56	299,59	253,93	211,85
Besoins agricoles mensuelles (m <sup>3</sup> /mois)		5429,53	9111,62	10820,96	11298,10	9824,07	2995,88	2539,30	2118,46

### Courbe d'exploitation de la retenue

A partir donc des besoins et des pertes la courbe d'exploitation de la retenue a été réalisée et on obtient les résultats suivants :

**COURBE D'EXPLOITATION DE LA RETENUE**



De cette courbe nous tirons les informations :

<b>Mois</b>	<b>Oct.</b>	<b>Nov.</b>	<b>Déc.</b>	<b>Janv.</b>	<b>Févr.</b>	<b>Mars</b>	<b>Avr.</b>	<b>Mai</b>
-------------	-------------	-------------	-------------	--------------	--------------	-------------	-------------	------------

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

<b>Besoins agricoles (m<sup>3</sup>)</b>	5429,53	9111,62	10820,96	11298,10	9824,07	2995,88	2539,30	2118,46
<b>Besoins pastoraux (m<sup>3</sup>)</b>	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02	6630,02
<b>Besoins total(m<sup>3</sup>)</b>	12059,55	15741,63	17450,98	17928,11	16454,08	9625,90	9169,32	8748,47
<b>Pertes par évaporation + infiltration (m)</b>	0,19	0,21	0,23	0,25	0,24	0,27	0,25	0,23
<b>Volume d'eau restant dans la cuvette au début du mois (m<sup>3</sup>)</b>	440099	440099	355000	267000	189000	128000	82000	51000
<b>Volume d'eau restant dans la cuvette à la fin du mois (m<sup>3</sup>)</b>	440099	351000	267000	189000	128000	82000	51000	29000

A la fin de la saison sèche nous avons un volume de **29000 m<sup>3</sup>** dans la cuvette du barrage. Cela équivaut à une hauteur de 2,05 m.

La côte de prise d'eau étant à 2 m, la côte de calage du déversoir permet donc de satisfaire tous les besoins et couvre également les pertes.

## Annexe 4 : Dimensionnement de la digue et des ouvrages annexes

Le dimensionnement de ces ouvrages consiste à la détermination de leurs dimensions géométriques vérifiant certaines conditions.

### ❖ Dimensionnement de la digue

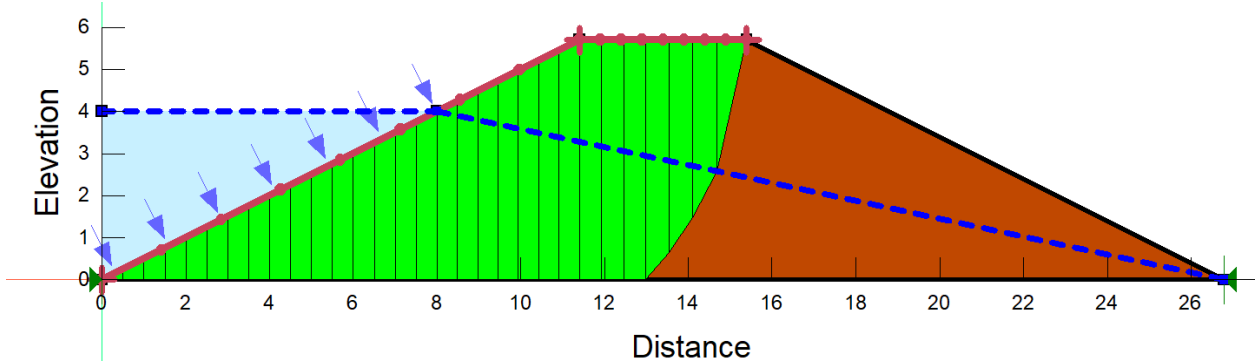
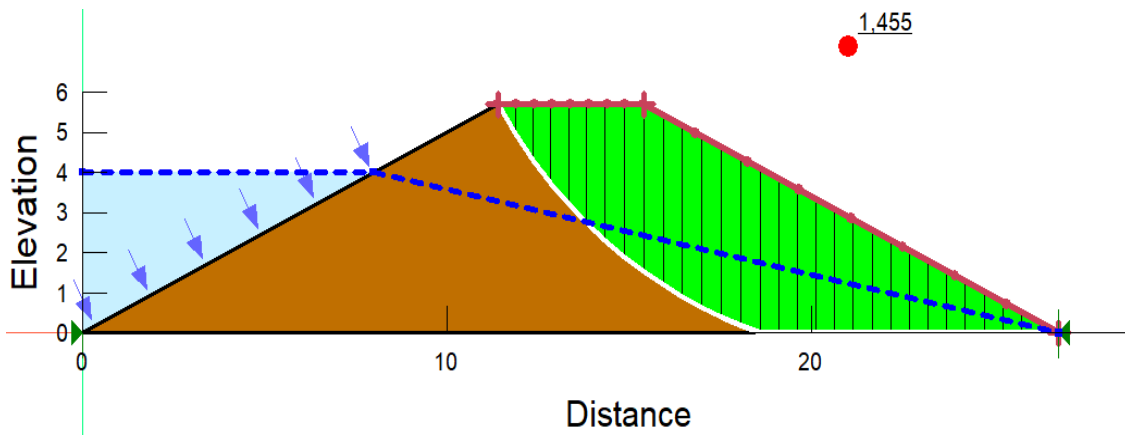
#### Calcul de la revanche

CALCUL DE REVANCHE			
Le fetch F	Déterminé sur Covadis	1,3	km
Coefficient de sécurité A	A entre 1 et 2 mais pris généralement égale à 0,75	0,75	
Pesanteur	g	9,81	m/s <sup>2</sup>
METHODE DE MALLET ET PACQUANT			
Hauteur des vagues	$h_v = (1/2) + (1/3)*F^{(0,5)}$	0,88	m
Vitesse de propagation vagues	$V = (3/2) + (2/3)*h_v$	2,09	m
METHODE DE STEVENSON			
Hauteur de vague h	$h_v = SI(f < 18; 0,75 + (0,34*f^{0,5}) - (0,36*f^{(1/4)}); 0,34*f^{0,5})$	0,75	m
Vitesse de vagues	$V = (3/2) + (2/3)*h_v$	2,00	m/s
La revanche	$R = A * (h_v + (V^2/(2g)))$	0,83	m
Revanche minimale		0,8	m
Revanche retenue		0,90	m

La revanche ainsi obtenue nous pouvons déterminer la hauteur, la largeur en base ainsi que la largeur en crête de la digue.

HAUTEUR DE LA DIGUE Hd			
Côte crête		291,70	m
Hauteur normale retenue eaux	Hn	<b>4,00</b>	m
Charge maximale du déversoir	h	<b>0,80</b>	m
Hauteur des vagues	h <sub>v</sub>	<b>0,88</b>	m
Revanche	R	<b>0,90</b>	m
Hauteur du Barrage	Hd = Hn + h + R	<b>5,70</b>	m
LARGEUR DE CRETE lc			
Largeur de crête avec KNAPPEN	$L_c = 1,65 * H_d^{(0,5)}$	<b>3,94</b>	m
Largeur de crête avec PREECE	$L_c = 1,1 * (H_d^{(0,5)}) + 1$	<b>3,63</b>	m
La largeur de crête retenue		<b>4,00</b>	m
LARGEUR A LA BASE			
Fruit de berge amont	m1 = 1 / pente amont	<b>2,0</b>	
Fruit de berge Aval	m2 = 1 / pente aval	<b>2,0</b>	
Largeur à la base	$L_f = l_c + (m1 + m2) * H_d$	<b>26,80</b>	m

**Vérification de la stabilité des pentes**



Les calculs effectués à l’aide du logiciel Geoslope donnent un facteur de sécurité minimal égale à 1,455. La condition selon la méthode de Bishop est ainsi satisfaite. Nous maintiendrons donc la pente de 1V/2H pour les talus amont et aval

**Calcul de l’épaisseur des enrochements**

L’épaisseur de l’enrochement est donnée par la relation  $e = 1,5 D_{50}$

Désignation	Valeurs
Hauteur des vagues $h_v$ (m)	0,90
$D_{50}$	0,30
Epaisseur des enrochements $e$ (m)	0,45
Epaisseur minimale (m)	0,45
Epaisseur retenue des enrochements amont (cm)	45
Epaisseur retenue des enrochements aval (cm)	45

Nous considérerons alors une couche de pose latéritique de 15 cm d’épaisseur et d’une couche d’enrochement en perré sec constitué de moellons d’épaisseur 30 cm

### Ancrage de la digue

La profondeur d'ancrage est calculée de manière à respecter la règle de LANE.

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

$P_{min} = \frac{CH - \frac{\sum Lh}{3}}{2}$	<p><math>L_h</math> : Longueur des cheminements horizontaux en (m)</p> <p>H : Hauteur d'eau en amont du barrage en (m)</p> <p>C : Coefficient de LANE qui dépend de la nature du terrain</p> <p>Pmin : Profondeur minimale de la tranchée d'ancrage (m)</p>
--	---

On a alors pour un coefficient de LANE C=3 correspondant à de l'argile plastique. La tranchée aura une profondeur d'ancrage variant entre 0,5 m au niveau des berges et 3 m au niveau du lit mineur.

Tranchée Encrage de la digue		
Hauteur d'eau en amont du déversoir (m)	H	4,00
Lame d'eau sur le déversoir (m)	h	0,80
Coefficient de sécurité C	C	3
Longueur horizontale du cheminement de l'eau $L_h$	Lh	26,80
Pmin		2,73

Nature du terrain	C
Sables fins et limons	8.5
Sables fins	7
Sables moyens	6
Gros sables	5
Petits graviers	4
Gros graviers	3
Mélange de graviers et de gros galets	2.5
Argile plastique	3
Argile consistante	2
Argile dure	1.8

### ❖ Dimensionnement du bassin de dissipation

#### Calcul du tirant d'eau normal

Son dimensionnement consiste à la détermination de sa longueur (L) et sa profondeur (D)

Le tirant d'eau normal  $y_n$  a été déterminé par la méthode de la débitance à partir de la formule de Manning-Strickler. Les caractéristiques du canal utilisés sont :

- Coefficient de rugosité du canal :  $K_s = 75$
- Pente du canal :  $I = 0,3\%$
- Largeur en gueule du canal :  $L = 80$  m

On a

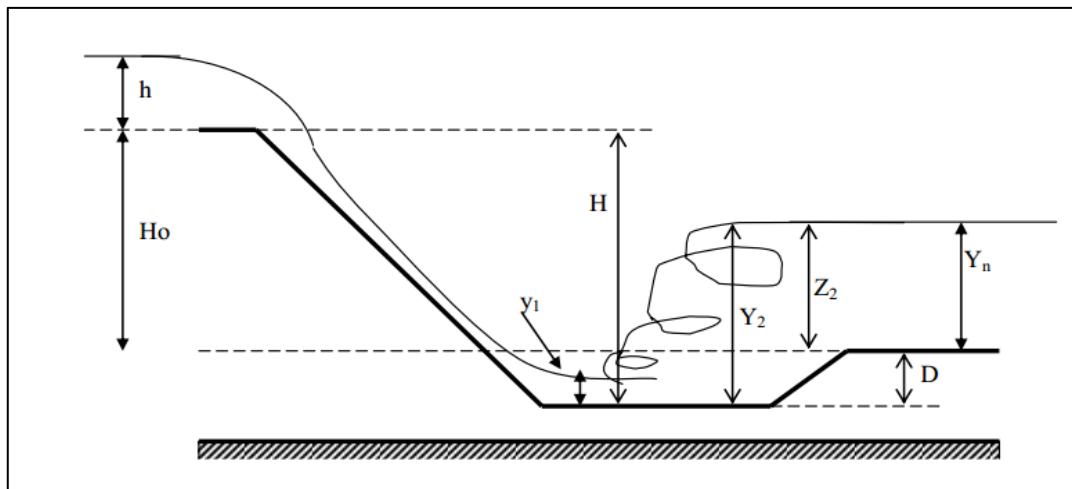
$$Q = K_s \frac{(y(b + my_n))^{5/3}}{(b + 2my_n)^{2/3}} \sqrt{I}$$

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = K_s * \frac{(y_n (b + my_n))^{5/3}}{(b + 2my_n)}$$
 Avec  $m = 1$  pour un chenal de section rectangulaire

Paramètres	Formules
La surface mouillée (s)	$S = y_n * L$
Périmètre mouillé (p)	$P = L + 2y_n$
La débitance (D)	$D = K_s * S^{5/3} * P^{-2/3}$
La constante (C)	$C = Q/\sqrt{I}$

C	Yn	KS	S	P	D
1758,77	0,1	75	8	80,2	129,05
	0,2		16	80,4	409,03
	0,3		24	80,6	802,64
	0,4		32	80,8	1294,30
	0,45		36	80,9	1573,74
	0,46		36,8	80,92	1632,18
	0,47		37,6	80,94	1691,47
	0,48		38,4	80,96	1751,59

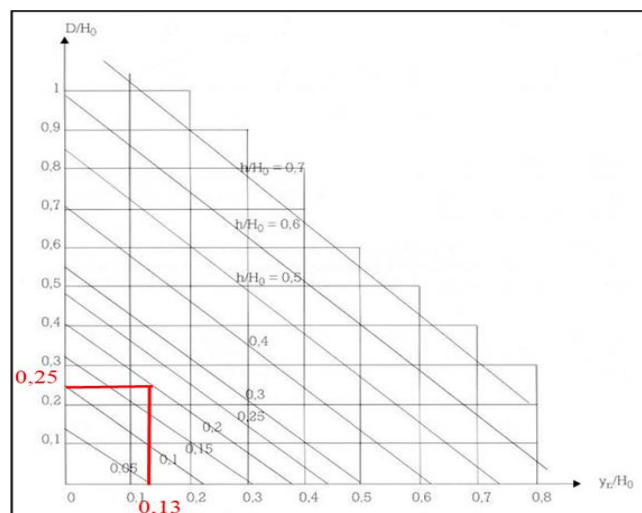
Nous retiendrons un tirant d'eau normal  $y_n = 0,50$ m



Modèle bassin de dissipation type Ressaut.

**Détermination de l'enfoncement du bassin de dissipation (D)**

Le calcul se fait à partir de lecture sur l'abaque avec les données d'entrées suivantes :



h (m)	Yn (m)	Ho (m)	h /Ho	Yn/ Ho	D / Ho	D (m)
0,80	0,50	4,00	0,20	0,13	0,25	1,00
L'enfoncement fosse de dissipation retenu						1,00

**Choix du type de bassin de dissipation et ses caractéristiques.**

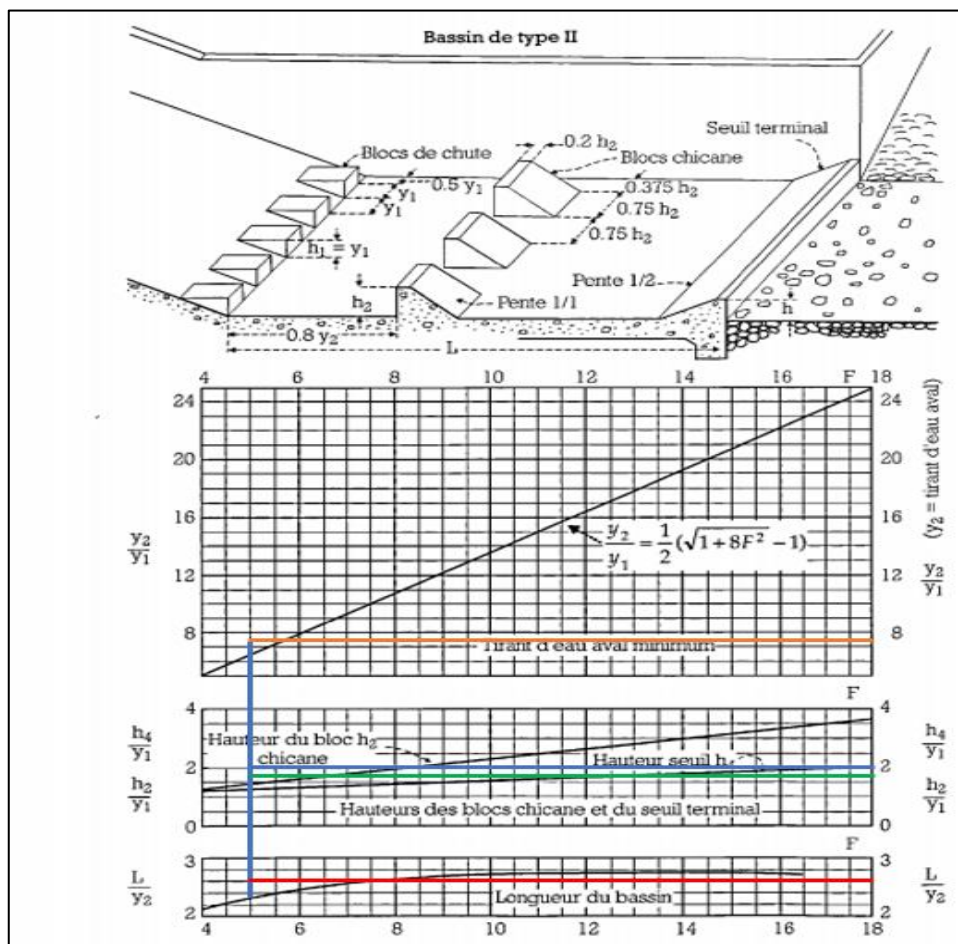
Le type de bassin a été choisi en fonction du nombre de Froude (F) et de la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin  $v_1$ . Nous procéderons par la résolution d'un système d'équations issues de la relation de BERNOULLI pour déterminer le tirant d'eau  $y_1$  et la vitesse  $v_1$  à l'entrée du ressaut. Soit le système d'équation de la vitesse et du tirant d'eau ci-dessous.

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Débit spécifique $q$	$q = Q_{max} / L_{dev}$	(m <sup>3</sup> /s/ml)	1,20
Vitesse seuil $V_0$	$V_0 = q / h$	(m <sup>2</sup> /s/ml)	1,50
Ligne d'eau $H_e$	$H_e = h + V_0^2 / (2g)$	m	0,90
Charge de fond $H$	$H = H_0 + D$	m	5,00
Hauteur chute $Z$	$Z = H_e + H$	m	5,90
Tirant d'eau $Y_1$	$Y_1$ pr itération	0,18	Tirant d'eau $Y_1$
Vitesse $V_1$	$V_1 = q / y_1$	m/s	6,69
Nombre de Froude	$F = \frac{V_1}{\sqrt{gY_1}}$		5,03

Le nombre de Froude ( $F = 5,03$ ) est supérieur à 4,5 ce qui signifie que le ressaut se produit ne. De plus la vitesse de l'eau à l'entrée du bassin est inférieure à 15 m/s ( $V = 6,69$  m/s), un bassin de type II sera utilisé.

Les dimensions des éléments du bassin de dissipation (blocs de chute, blocs chicanes, seuil terminal et la longueur du bassin) seront déterminées à partir d'abaques.





**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

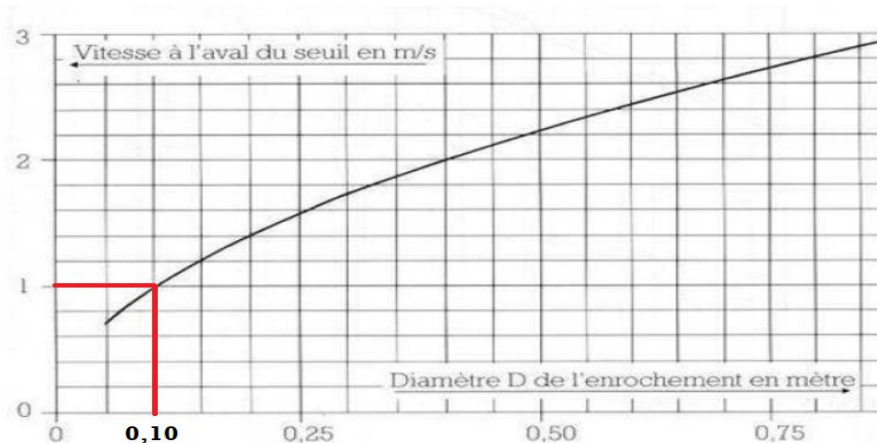
Longueur du bassin de dissipation			
Lb / Y2	Lu sur abaque	<b>2,6</b>	<b>m/m</b>
Longueur du bassin de dissipation	Lb	3,1	m
Blocs chicanes			
H2/Y1	Valeurs lu abaque	1,9	
Hauteur	H2	0,40	<b>m</b>
Largeur	0,75*h2	0,30	<b>m</b>
Espacement	0,75*h2	0,30	<b>m</b>
Epaisseur en crête	0,2*h2	0,08	<b>m</b>
D entre les 2 blocs	0,8*y2	1,00	<b>m</b>
Pente blocs chicane	Valeur abaque	1,00	<b>m</b>
Blocs de chute			
Hauteur	y1	<b>0,20</b>	m
Largeur	y1	<b>0,20</b>	m
Espacement	y1	<b>0,20</b>	m
Seuil terminal			
H4/Y1	Valeurs lu abaque	1,5	m
Hauteur du seuil	h4	0,27	m
Pente talus seuil	Valeurs lu abaque	0,5	m

❖ Protection aval du bassin

Le bassin ne dissipant pas la totalité de l'énergie de l'eau (que 75%), il est nécessaire de protéger l'aval avec du gabion sur une certaine distance. [2]

Pour les sols argileux, la vitesse de début d'entraînement  $V_e$  varie de 0,8 à 1,2 m/s. En ce qui concerne cette étude nous prendrons  $V_e = 1\text{m/s}$

**DIAMETRE MINIMUM DES ENROCHEMENTS**

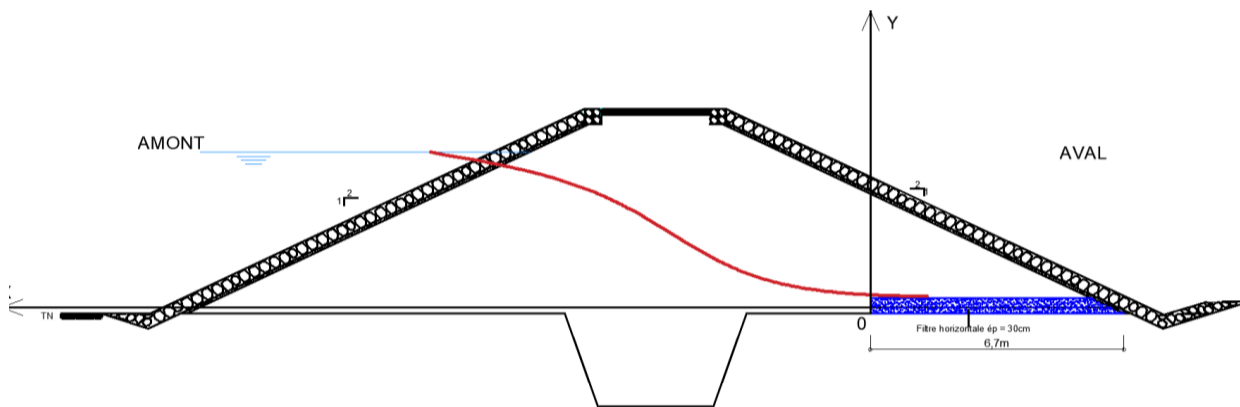


**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Paramètres	Formules	Valeur
Diamètre minimum des enrochements	Valeur lue sur abaque (m)	0,10
Epaisseur de la couche d'enrochement	$e_{\text{enrochement}} = 3 * D_{\text{enrochement}}$	0,30
Longueur de l'enrochement	$L_{\text{Protection}} \text{ (m)} \geq 2 * \text{Longueur du bassin de dissipation}$	6,20

**❖ Dimensionnement du drain**

Les dimensions du drain sont obtenues après détermination des différents paramètres de la parabole de KOZENY.



Calcul du débit de fuite et des dimensions du drain			
Désignation	Formules	Unités	Valeurs
Largeur en crête retenue $L_c$ (m)	-	m	4,0
Pente des talus amont et aval	-	m	1V/2H
Largeur en base digue (m)	$L_f = L_c + (m_{\text{amont}} + m_{\text{aval}}) \times H_b$	m	26,8
Longueur du drain horizontal (m)	$L_d = \frac{L_f}{4}$	m	6,7
X (m)	$X = L_f - L_d$	m	20,1
B (m)	$b = H_n * m$	m	8
d (m)	$d = X - 0,7b$	m	14,5
$Y_o$ (m)	$Y_o = \sqrt{H_r^2 + d^2} - d$	m	0,54
Perméabilité du matériau de la digue K	$q = K_{ar} \times Y_o$	m/s	5,87E-07
Débit de fuite ( $m^2/s$ )		$m^3/s/ml$	3,18E-07
Perméabilité du sable grossier pour drain $K_d$ (m/s)			1,00E-04
Epaisseur du drain $e_d$ (m)	$e_d = 2 \sqrt{\frac{qL_d}{k_d}}$	m	0,292
Epaisseur du drain retenu (cm)		cm	<b>30</b>

Le drain horizontal aura donc une épaisseur de 3 cm pour une longueur de 6,7 m.

### ❖ Ouvrage de vidange et de prise

L'ouvrage de prise est constitué d'un ensemble d'équipements permettant de prélever de façon contrôlée des quantités d'eau conformément aux besoins à l'aval.

L'ouvrage de vidange quant à lui a pour rôle de vider la retenue en cas de danger ou dans le but de faire des réparations du barrage ou des ouvrages annexes.

L'ouvrage de prise fera office de vidange et sera localisé en rive gauche, à mi-chemin entre les **profils P11 et P12**. Le choix du type d'ouvrage de prise est fonction des contraintes budgétaires, du temps de vidange et de la charge d'eau disponible.

### ❖ Longueur de la conduite

Elle correspond à la longueur en base de la digue majorée d'une certaine valeur compte tenu des conditions pratique. Ainsi on a :

$L = b + (m_1 + m_2) * (Z_{\text{crête}} - Z_{\text{TN}}) + E$	b : Largeur en crête de la digue m <sub>1</sub> , m <sub>2</sub> : Pentes des talus amont et aval Z <sub>crête</sub> : Côte crête de la digue Z <sub>TN</sub> : Côte terrain naturel E : Majoration
--	---

$$L = 4 + (2 + 2) * (291,7 - 286) = 26,8 \text{ m}$$

Après majoration, nous retiendrons une valeur de 30 m

### ❖ Diamètre de la conduite

Il doit permettre de livrer le débit du mois de pointe pour l'irrigation avec une charge minimale et permettre une vidange rapide de la retenue en cas de besoin. Le diamètre est donné par la relation :

$Q = V\pi D^2/4,$ Avec la condition $h \geq \Delta h$ $\Delta h = 10,29 \frac{Q^2 * L}{K_S^2 * D^{16/3}}$	Q : Débit de pointe délivré par la conduite en $m^3/s$ V : Vitesse de l'eau dans la conduite pris égal à 1m/s D : diamètre de la conduite h : Charge d'eau au-dessus de la conduite en fin de cycle (31 Mai) $\Delta h$ : Pertes de charges
---	---

Pour

- Un débit  $Q=36 \text{ m}^3/h$  soit  $0,01 \text{ m}^3/s$

- Un coefficient de rugosité de Manning-Strickler  $K_S = 80$
- Une charge d'eau au-dessus de la conduite en fin de cycle (31 Mai)  $h=0,05$  m

On obtient la relation de perte de charge suivante :

$$\Delta h = 10,29 \frac{0,01^2 * 30}{80^2 * D^{16/3}} * 1,05$$

En se fixant une valeur du diamètre et en réitérant l'opération pour des valeurs différentes de diamètres, la perte de charge sera calculée.

Diamètre de la prise (m)	Perte de charge $\Delta h$
0,1	1,091
0,15	0,126
0,2	0,027
0,3	0,003
0,4	0,001

Une conduite de diamètre nominal DN 200 mm permet de satisfaire les besoins en eau d'irrigation du périmètre pour une charge d'eau minimale. Mais la conduite faisant office d'ouvrage de vidange, le choix final du diamètre de la conduite sera fonction du temps de vidange souhaité.

❖ Détermination du temps de vidange

Le temps de vidange de la retenue est donné par la relation suivante :

$$T = \frac{S}{s} * \sqrt{\frac{2}{g}} * (\sqrt{h_i} - \sqrt{h_f})$$

- T : le temps de vidange
- Superficie moyenne du plan d'eau entre le temps initial  $t_i$  et le temps final  $t_f$
- g : La pesanteur
- $h_i$  : la hauteur d'eau initiale d'eau de la retenue
- $h_f$  : La hauteur finale

Considérons une vidange partielle de la retenue et un diamètre de conduite D300 mm en fonte.

Hauteur	Superficie du plan d'eau
2	54455,84

2,5	113079,57
3	192766,9501
3,5	290577,9564
4	408365,3889
Superficie moyenne	211849,1411

$$T = \frac{211849,14}{0,071} * \sqrt{\frac{2}{9,81}} * (\sqrt{4} - \sqrt{2})$$

$$T = 9,17 \text{ jr}$$

<b>Détermination du temps de vidange</b>		
Côte au PEN	m	290,00
Surface au PEN	m <sup>2</sup>	211849,14
Cote de l'ouvrage de Vidange	m	288,00
Pesanteur	m/s <sup>2</sup>	9,81
Hauteur initiale	m	4,00
Hauteur finale	m	2,00
Section de la conduite	m <sup>2</sup>	0,071
Temps de Vidange	s	792709,61
Temps de Vidange	jr	9,17
Volume à évacuer	m <sup>3</sup>	413917,545
Débit de vidange (pour 10j)	m <sup>3</sup> /s	0,479071233
Vitesse de vidange		6,7774715

La vitesse de vidange doit être comprise entre [3 et 7]m/s

Cette condition est donc vérifiée.

Nous retiendrons une conduite de diamètre 300 mm en fonte.

L'ouvrage de prise se composera des ouvrages suivant (de l'amont vers l'aval) :

- **un bac de réception en amont** en béton armé, protégé par une grille à mailles serrées en fer D10. La côte d'entrée de l'eau dans ce bac est de 288 m. La charge utile d'eau est de 2 m au PEN (contre 5 cm aux PBE). Le bac sera équipé d'un escalier pour la descente en acier HA10,
- **une conduite en fonte D300** enrobée dans un massif de 20 cm de béton ordinaire, en **pen**  
**te longitudinale de 1‰**, de longueur totale 30 m, [2]

- **deux (02) écrans anti-renards espacés de 5m** en béton armé, de dimensions 1m (hauteur) x 1 m (largeur) x 50 cm (épaisseur).
- **un bac de réception en aval** en béton armé composé d'une chambre de vannes, d'une chambre de réception et d'un mur-impact en béton armé. Il sera équipé de deux échelles de descente en acier HA12, la chambre de vannes étant fermée par une grille en acier HA10.

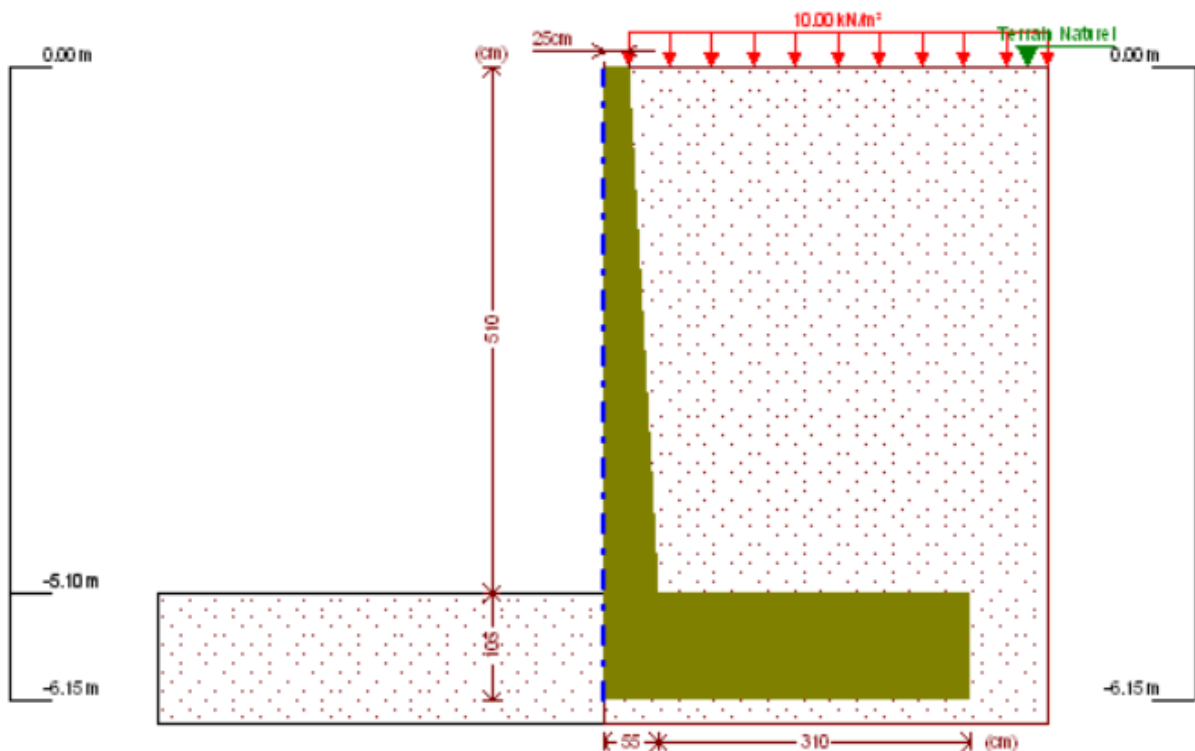
### ❖ Murs bajoyer

Les dimensions des murs bajoyers sont obtenues après le prédimensionnement et vérification des conditions de stabilité à l'aide du logiciel CYPE 2016. Les résultats sont présentés comme suit :

### Prédimensionnement du mur bajoyers

Il a été fait à partir des relations ci-dessous.[18]

Désignation	Formules	Unités	Valeurs
Hauteur du mur H		m	5,7
Épaisseur en tête de mur	$e_0 = H/24$	cm	25
Épaisseur en base de mur	$e_1 = H/12$	cm	50
Épaisseur du patin	$e_2 = H/12$	cm	50
Longueur du patin	$b = (0,2 + 0,45H) - e_1$	m	2,3



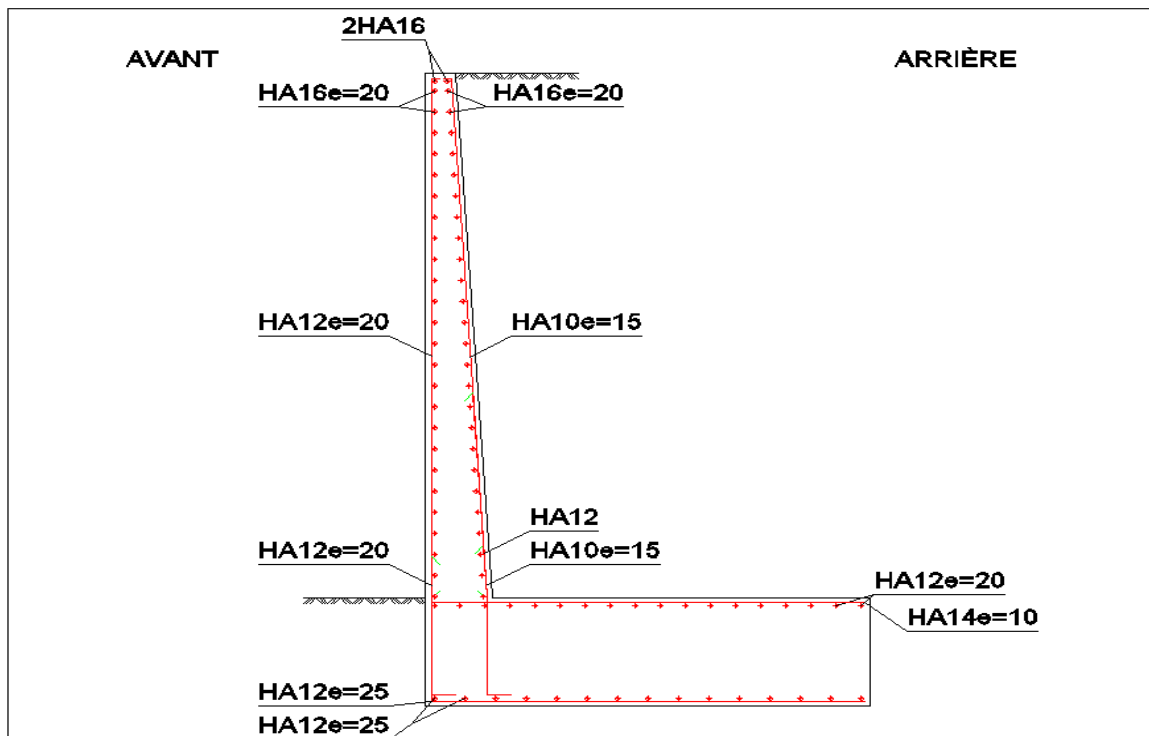
**Caractéristiques des matériaux, charges et du sol**

Désignations	Unités	Valeur
Résistance caractéristique du béton $F_{c28}$	Mpa	20
Résistance à la traction de l'acier FeE500	Mpa	500
Poids volumique du remblai $\gamma$	kN/m <sup>3</sup>	19,51
Angle de frottement interne du remblai $\Phi$	(°)	24
Cohésion du remblai	Kpa	20
Contrainte admissible du sol de fondation	Kpa	121,58
Charge d'exploitation sur le remblai	KN/m <sup>2</sup>	10

**Dimensions du mur bajoyer retenues**

Désignation	Valeurs (m)
Hauteur du mur bajoyer	5,10
Profondeur d'encrage du mur	1,05
Épaisseur en crête de mur	0,25
Epaisseur en base de mur	0,55
Epaisseur du patin	1,05
Longueur du patin	3,10

**Plan de ferrailage du murs bajoyer**



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

## **1.- VÉRIFICATIONS GÉOMÉTRIQUES ET DE RÉSISTANCE**

Référence: Mur: mur bajoyer 1		
Vérification	Valeurs	État
Vérification au cisaillement en amorce du mur: <i>Critère de CYPE</i>	Maximum: 785 kN/m Calculé: 57.6 kN/m	Vérifiée
Épaisseur minimale du tronçon: <i>Critère du SETRA "Les ouvrages de soutènement: Guide de conception générale"</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 25 cm	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i>	Minimum: 4.5 cm	
- Arrière:	Calculé: 18.4 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 18.4 cm	Vérifiée
Séparation maximale des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm	
- Arrière:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
Pourcentage géométrique horizontal minimum par face: <i>BAEL-91, Article SETRA 3.4.3</i>	Minimum: 0.0015	
- Arrière (-5.10 m):	Calculé: 0.00182	Vérifiée
- Avant (-5.10 m):	Calculé: 0.00182	Vérifiée
Pourcentage mécanique horizontal minimum par face: <i>Article A.8.2,41 de la norme BAEL-91</i>	Calculé: 0.00182	
- Arrière:	Minimum: 0.00058	Vérifiée
- Avant:	Minimum: 0.00025	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article B.6.4</i>	Minimum: 0.001	
- Arrière (-5.10 m):	Calculé: 0.00232	Vérifiée
- Arrière (-3.10 m):	Calculé: 0.00121	Vérifiée
Pourcentage mécanique vertical minimum sur la face tendue: <i>BAEL-91, Article A.4.2, 1</i>	Minimum: 0.00082	
- Arrière (-5.10 m):	Calculé: 0.00232	Vérifiée
- Arrière (-3.10 m):	Calculé: 0.00121	Vérifiée
Pourcentage géométrique vertical minimum sur la face comprimée: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Minimum: 0.001	
- Avant (-5.10 m):	Calculé: 0.00102	Vérifiée
- Avant (-3.10 m):	Calculé: 0.0013	Vérifiée



**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Référence: Mur: mur bajoyer 1		
Vérification	Valeurs	État
Section minimale des armatures verticales de la face comprimée: <i>BAEL-91, Article A.8.1,21</i>	Minimum: 4 cm <sup>2</sup> /m	
- Avant (-5.10 m):	Calculé: 5.65 cm <sup>2</sup> /m	Vérifiée
- Avant (-3.10 m):	Calculé: 5.65 cm <sup>2</sup> /m	Vérifiée
Pourcentage géométrique maximum d'armature verticale total: <i>Article A.8.1,21 de la norme BAEL-91</i>	Maximum: 0.05	
- (0.00 m):	Calculé: 0.00435	Vérifiée
- (-3.10 m):	Calculé: 0.00426	Vérifiée
Séparation libre minimale des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.7.2,5</i>	Minimum: 3 cm	
- Arrière:	Calculé: 5.9 cm	Vérifiée
- Avant:	Calculé: 17.6 cm	Vérifiée
Séparation maximale entre barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i>	Maximum: 25 cm	
- Armature verticale Arrière:	Calculé: 15 cm	Vérifiée
- Armature verticale Avant:	Calculé: 20 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures horizontales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1.6 cm	Vérifiée
Diamètre minimal des armatures verticales: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Minimum: 0.6 cm Calculé: 1 cm	Vérifiée
Vérification sous flexion composée: <i>Vérification réalisée par unité de longueur de mur</i>		Vérifiée
Vérification à l'effort tranchant: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 453.9 kN/m Calculé: 41 kN/m	Vérifiée
Vérification de la fissuration par contraintes dans les barres: <i>BAEL-91, Article A.4.5,3</i>	Maximum: 250 MPa Calculé: 34.1055 MPa	Vérifiée
Longueur de recouvrement: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i>		
- Base arrière:	Minimum: 0.51 m Calculé: 0.51 m	Vérifiée
- Base avant:	Minimum: 0.37 m Calculé: 0.4 m	Vérifiée
Vérification de l'ancrage de l'armature de base en couronnement: <i>Critère de CYPE</i>		
- Arrière:	Minimum: 16 cm Calculé: 16 cm	Vérifiée
- Avant:	Minimum: 0 cm Calculé: 15 cm	Vérifiée

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Référence: Mur: mur bajoyer 1		
Vérification	Valeurs	État
Section minimale longitudinale face supérieure poutre de couronnement: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 4 cm <sup>2</sup> Calculé: 4 cm <sup>2</sup>	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

Référence: Semelle filante: mur bajoyer 1		
Vérification	Valeurs	État
Vérification de la stabilité: - Coefficient de sécurité au renversement: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>	Minimum: 1.8 Calculé: 10.01	Vérifiée
Épaisseur minimale: - Semelle superficielle: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 15 cm Calculé: 105 cm	Vérifiée
Contraintes appliquées au sol: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i> - Contrainte moyenne:  - Contrainte maximale:	Maximum: 0.2 MPa Calculé: 0.1415 MPa  Maximum: 0.25 MPa Calculé: 0.168 MPa	Vérifiée  Vérifiée
Flexion dans la semelle: <i>Vérification basée sur des critères résistants</i> - Armature sup. arrière:  - Armature inf. arrière:	Minimum: 2.56 cm <sup>2</sup> /m Calculé: 15.39 cm <sup>2</sup> /m  Minimum: 0 cm <sup>2</sup> /m Calculé: 4.52 cm <sup>2</sup> /m	Vérifiée  Vérifiée
Effort tranchant: - Arrière: <i>BAEL-91, Article A.5.2,2</i>	Maximum: 933.3 kN/m Calculé: 45.5 kN/m	Vérifiée
Longueur d'ancrage: <i>BAEL-91, Article A.6.1,2</i> - Attentes arrière:  - Attentes avant:  - Armature inf. arrière (Crosse):  - Armature inf. avant (Crosse):  - Armature sup. arrière (Crosse):  - Armature sup. avant (Crosse):	Minimum: 12 cm Calculé: 97.6 cm  Minimum: 12 cm Calculé: 97.6 cm  Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm  Minimum: 13.2 cm Calculé: 16 cm  Minimum: 0 cm Calculé: 0 cm  Minimum: 15.4 cm Calculé: 16 cm	Vérifiée  Vérifiée  Vérifiée  Vérifiée  Vérifiée

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Référence: Semelle filante: mur bajoyer 1		
Vérification	Valeurs	État
<b>Enrobage:</b> - Inférieure: <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i> - Latéral: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.1,3</i> - Supérieure: <i>DTU 13.12. Article 2,54.</i>	Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm  Minimum: 5 cm Calculé: 7 cm  Minimum: 4 cm Calculé: 5 cm	Vérifiée  Vérifiée  Vérifiée
<b>Diamètre minimum:</b> <i>Critère de CYPE</i> - Armature transversale inférieure: - Armature longitudinale inférieure: - Armature transversale supérieure: - Armature longitudinale supérieure:	Minimum: Ø10  Calculé: HA12 Calculé: HA12 Calculé: HA14 Calculé: HA12	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
<b>Séparation maximale entre barres:</b> <i>BAEL-91, Article A.4.5,33</i> - Armature transversale inférieure: - Armature transversale supérieure: - Armature longitudinale inférieure: - Armature longitudinale supérieure:	Maximum: 25 cm  Calculé: 25 cm Calculé: 10 cm Calculé: 25 cm Calculé: 20 cm	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
<b>Séparation minimale entre barres:</b> <i>Critère de CYPE</i> - Armature transversale inférieure: - Armature transversale supérieure: - Armature longitudinale inférieure: - Armature longitudinale supérieure:	Minimum: 10 cm  Calculé: 25 cm Calculé: 10 cm Calculé: 25 cm Calculé: 20 cm	Vérifiée Vérifiée Vérifiée Vérifiée
<b>Pourcentage géométrique minimum:</b> - Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature transversale supérieure: <i>Critère de CYPE</i>	Minimum: 0.0005 Calculé: 0.00053  Minimum: 0.001 Calculé: 0.00146	Vérifiée  Vérifiée
<b>Pourcentage mécanique minimal:</b> - Armature longitudinale supérieure: <i>FASCICULE N°62 - Titre V, Article B.4.3</i> - Armature transversale supérieure: <i>BAEL-91, Article A.4.2</i>	Minimum: 0.00036 Calculé: 0.00053  Minimum: 0.00029 Calculé: 0.00146	Vérifiée  Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

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

Référence: Vérifications de stabilité (Cercle de glissement le plus défavorable): mur bajoyer 1		
Vérification	Valeurs	État
Cercle de glissement le plus défavorable: Combinaisons sans séisme: - Phase: Coordonnées du centre du cercle (-0.46 m ; 2.78 m) - Rayon: 9.84 m: <i>Valeur introduite par l'utilisateur.</i>	Minimum: 1.5 Calculé: 2.211	Vérifiée
Toutes les conditions sont vérifiées		

Résumé des quantitatifs (pertes d'acier incluses)

Élément	Fe E500 (kg)					Béton (m <sup>3</sup> )	Propreté
	HA10	HA12	HA14	HA16	Total	B20	
Référence: Mur	317,62	1026,41	486,52	958,63	2789,18	58,72	3,65
Total	317,62	1026,41	486,52	958,63	2789,18	58,72	3,65

### ❖ Diguettes de protection

Réalisés en vue de canaliser les eaux vers le lit mineur, elles seront au nombre de 02 et 15 m de longueur chacune.

Désignation	Unité	Valeur
Hauteur des diguettes	m	1,5
Pente des talus 1/2		1V/2H
Largeur en crête	m	2
Largeur en base	m	8
Longueur de la diguette	m	15

## Annexe 5 : Dimensionnement des déversoirs

### Déversoir trapézoïdal

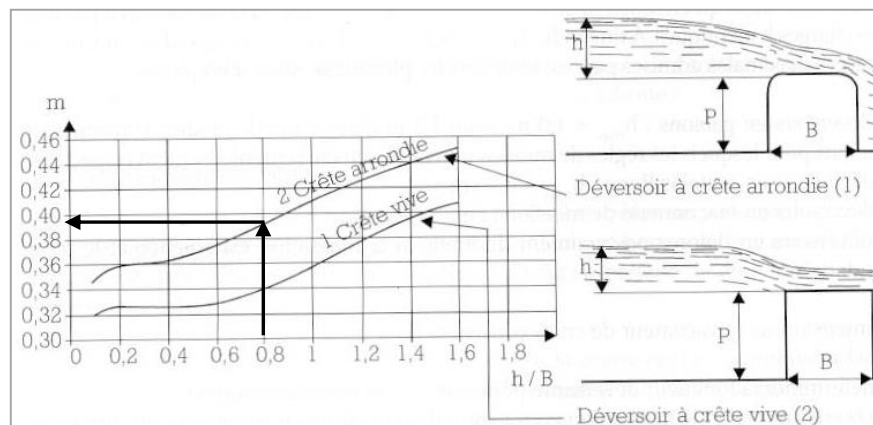
Dans le cadre de cette étude, un **déversoir central** avec une charge en amont du déversoir  $h=0,8\text{m}$  en béton armé. La méthode (EIER/CIEH) sera utilisée.

La longueur du déversoir sera déterminée plus bas à l'aide du laminage de crue.

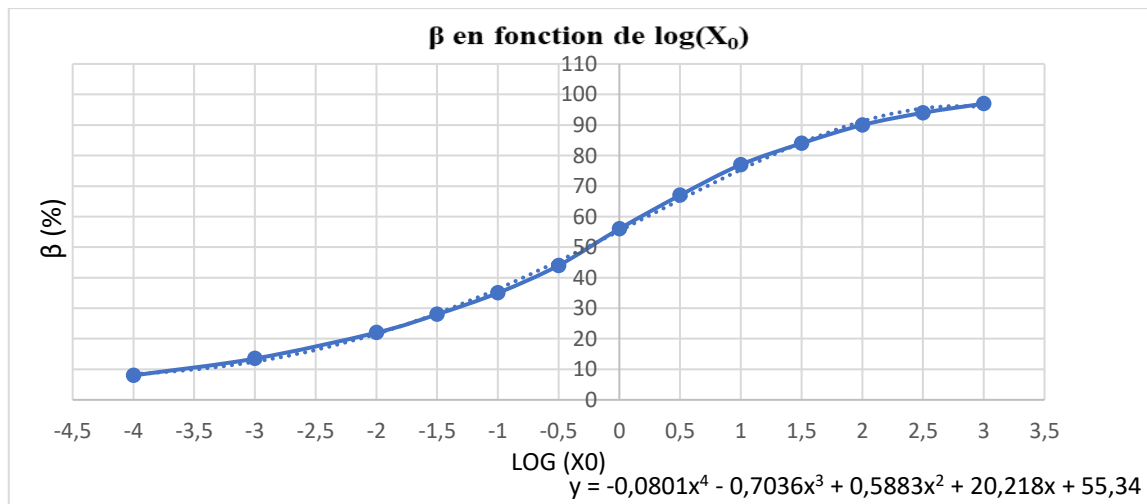
### Etude du laminage de crue

Données de calcul :

- la charge sur le seuil déversant  $h[\text{m}] = 0,8$
- la largeur en crête du seuil  $b_1[\text{m}] = 1,5$
- le coefficient de débit  $m=f(h/b_1) = 0,39$
- l'accélération de la pesanteur  $g[\text{m/s}^2] = 9,81$



L'effet de laminage est sous la forme d'un coefficient  $\beta$ . Il représente le rapport entre le débit de crue et le débit évacué. Il est déterminé par sa lecture dans un abaque.



Pour une surface du plan d'eau à  $H_r=4$  m de  $408\ 365\ m^2$  on a

Longueur déversoir (m)	Temps de montée $t_{m10}$ (s)	Débit de pointe de crue $Q_{cmax}(m^3/s)$	X0	Log10 X0	Coefficient $\beta$ (%)	Débit maximum évacué $Q_{max}$ ( $m^3/s$ )
82,9	23 924,86	102,53	211,66	2,326	94,3%	96,73
78,3	23 924,86	102,53	188,41	2,275	94,0%	96,33
77,9	23 924,86	102,53	186,83	2,271	93,9%	96,30
77,9	23 924,86	102,53	186,71	2,271	93,9%	96,29
77,9	23 924,86	102,53	186,70	2,271	93,9%	96,29

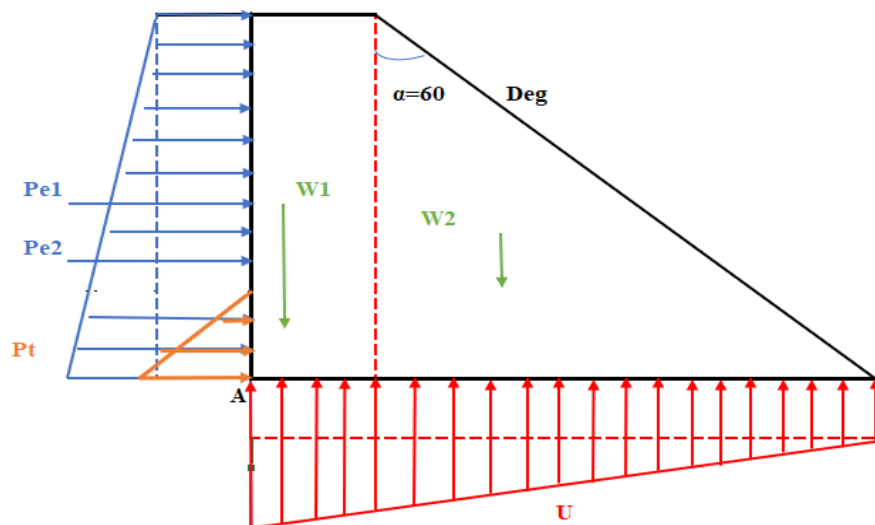
Nous retiendrons  $L=80$  m pour un débit évacué de  $96,29\ m^3/s$

### Dimensionnement du déversoir

L'étude consistera à vérifier la résistance du déversoir avec une marge de sécurité suffisante, aux actions déstabilisatrices dues essentiellement à la poussée de l'eau et aux sous-pressions. Ainsi, nous vérifierons successivement les stabilités internes et externes ainsi que sa stabilité au poinçonnement. Afin de vérifier les conditions de stabilité nous considérons les valeurs suivantes :

Largeur Crête b	1,5	m
Hauteur $H_r$	4,00	m
Hauteur des sédiments	2,00	m
$\gamma_b$ béton	24	$kN/m^3$
$\gamma$ eau	10	$kN/m^3$
$\gamma$ terre	20	$kN/m^3$

### Schéma des sollicitation dur le déversoir trapézoïdal



### Evaluation des forces

<b>Calcul des charges agissant sur le déversoir</b>	
Poussée hydrostatique $P_e$ (KN/ml)	$P_e = 5Hr^2 + 8Hr$
Pression interstitielle rectangulaire $U_1$ (KN/ml)	$U_1 = 12+8* Hr \tan\alpha$
Pression interstitielle triangulaire $U_2$ (KN/ml)	$U_2 = 7,5Hr + 5Hr^2 \tan\alpha$
Résultante de la pression interstitielle $U$ (KN/ml)	$U = U_1 + U_2$
Poussée des terres (sédiments) $P_t$ (KN/ml)	$P_t = \frac{1}{2}\gamma_{sed} \times h_{sed}^2 \times K_a$
Poids propre du déversoir $W$ (KN/ml)	$W = 12Hr^2 \tan \alpha + 36Hr$

#### ❖ Vérification de la stabilité au renversement

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

Le moment du poids propre :  $M_{/B}(W) = M_{/B}(W_1) + M_{/B}(W_2)$

$$M_{/B}(W) = W_1 * \frac{1}{2} b_1 + H r \tan(\alpha) + W_2 * \frac{2}{3} H r \tan(\alpha)$$

$$M_{/B}(W) = 144 * \frac{1}{2} * 1,5 + 4 * \tan(60) + 332,55 * \frac{2}{3} * 4 * \tan(60)$$

**Le moment des sous pressions  $U$  :**

Moment de  $U_1$  :  $M_B(U_1) = (12+8* Hr \tan\alpha) * (0,5*(b_1+ H r \tan(\alpha)))$

Moment de  $U_2$  :  $M_B(U_2) = (7,5Hr + 5Hr^2 \tan\alpha) * (2/3) * (b_1+ H r \tan(\alpha))$

**Le moment de la pression hydrostatique externe ( $P_e$ )**

$$M_{/B}(P_e) = P_{e1} * \frac{1}{2} * H + P_{e2} * \frac{1}{3} H$$

**Le moment des poussées des terres ( $P_t$ )**

$$M_{/B}(P_t) = P_t * \frac{1}{3} * h_{sed.}^2 \quad ; \quad M_{/B}(P_t) = 4,4 * h_{sed.}^2$$

#### ❖ Vérification de la non fissuration

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

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

$$x_{G_{ouv}} = \left[ \frac{0,75 + \frac{Hr^2 \tan^2 \alpha}{9} + 0,5Hr \times \tan \alpha}{1 + \left(\frac{1}{3}\right)Hr \tan \alpha} \right]; \quad y_{G_{ouv}} = \left[ \frac{\frac{b_1}{2}Hr + \frac{1}{6} \times Hr^2 \tan \alpha}{b_1 + \frac{1}{2}Hr \tan \alpha} \right]$$

$$\text{On a } e = 2,88 + 1,53 * \frac{112 + 13,20}{428,6 - 235,99} - \frac{8,43}{2} = -0,53$$

#### ❖ Vérification de la non rupture

La non rupture est vérifiée si :

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

$$\sigma_{\max} = \left(\frac{428,6}{8,43}\right) * \left(1 + \frac{6 * 0,53}{8,43}\right) = 0,04 \text{ MPa}$$

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

0,04 Mpa ≤ 6Mpa, la non rupture est donc vérifiée.



<b>Calcul de la stabilité du déversoir</b>				
Désignations	Force [kN/ml]		Moments [KN.m]	
	Verticale	Horizontale	Stabilisants [+]	Renversants [-]
Poids propre W	<b>476,55</b>		<b>2974,22</b>	
Sous pressions U	<b>235,99</b>			<b>1231,27</b>
Poussées externes Pe		<b>112,00</b>		<b>170,67</b>
Poussées des terres Amont Pt		<b>13,20</b>		<b>8,80</b>
Somme des forces verticales W-U	<b>240,56</b>			
Somme des forces horizontales : Pe		<b>125,2</b>		
Somme des moments stabilisants : Ms			<b>1742,948</b>	
Somme des moments renversants : Mr				<b>179,467</b>
Stabilité externe				
Coefficient de sécurité au glissement Fg	$F_G = \frac{(W - U) \times \tan \phi}{P_e + P_t} \geq 1,2$		<b>1,25</b>	<b>Condition vérifiée</b>
Coefficient de renversement Fr	$F_R = \frac{\sum M/B(W - U)}{\sum M/B(P_e + P_t)} \geq 1,5$		<b>9,71</b>	<b>Condition vérifiée</b>
Stabilité interne				
X (Gouv) =	2,88	Y (Gouv) =	1,359777	
<i>Règle du tier centrale : (-b)/6 &lt; e &lt; b/6</i>	Excentricité e =	<b>-0,53 m</b>	<b>La Condition de non fissuration est vérifiée pour une excentricité de (-0,53)</b>	
	b / 6 =	<b>1,40 m</b>		
Vérification à la non rupture				
Contrainte limite du béton (MPa)			6	<b>Condition de Non rupture vérifiée</b>
Contrainte maximale du béton (MPa)	$\sigma_{max} = \left( \frac{W - U}{b^2} \right)^3 \times \left[ \frac{f_{c28} \times e}{1 + \frac{e}{b^2}} \right]$		0,04	

Nous retiendrons un angle  $\alpha$  de 60° vérifiant la stabilité au glissement

### Vérification de la stabilité au poinçonnement

Le sol porteur étant un sol fin cohérent saturé, on doit faire un calcul à court terme, en contraintes totales. La stabilité a donc été vérifiée en condition non consolidé non drainé (UU)

Soit la condition  $1,5 * q_{ref} \leq q_{adm}$  Avec

$$q_{ref}: \text{Contrainte de référence } q_{ref} = \frac{W}{b_2} \left(1 + \frac{6e}{b_2}\right)$$

$$q_{adm}: \text{Contrainte max. admissible du sol support : } q_{adm} = C_u N_c(0) + q + D\gamma N_q$$

$N_\gamma, N_c, N_q$  les facteurs de portance du sol de fondation.

<b>Stabilité au poinçonnement</b>	
$N_\gamma$	0
$N_c$ (fondation rugueuse)	5,71
$N_q$	1
Poids volumique du sol de fondation $\gamma$ (kn/m <sup>3</sup> )	19,59
D : Profondeur d'ancrage du déversoir	2,2
$C_u$ : Cohésion du matériau de fondation (kN/m <sup>2</sup> )	11
Largeur de base du déversoir	8,4
Contrainte de référence	70,05
$1,5 * q_{ref}$	105,07
Contrainte max. admissible du sol support	105,91

$1,5 * q_{ref} \leq q_{adm}$ , la stabilité au poinçonnement est vérifiée.

## Déversoir bloc fusible

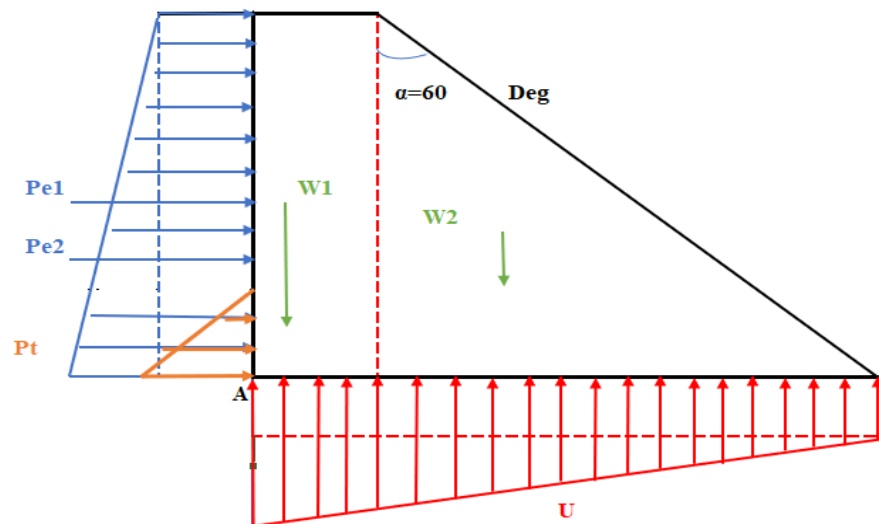
### Généralités

Le système des blocs fusibles est un dispositif de surélévation auto stable qui peut être une alternative efficace et économique en raison de la facilité de mise en œuvre et de son coût réduit. La mise en place des blocs sur le seuil, permet d'augmenter le niveau d'eau dans le réservoir pour les déversoirs existants.

Pour ce qui concerne notre étude nous procéderons au dimensionnement des blocs fusibles avec surpression. Ce type d'ouvrage est caractérisé par la création, sous chaque bloc, d'un vide qui soit fermé par un joint d'étanchéité à l'aval.

Ces blocs fusibles seront placés sur un déversoir trapézoïdal de hauteur 3,5 m et séparés par des murs séparateurs d'épaisseur 15 cm.

Le dimensionnement de ce déversoir trapézoïdal conduit aux dimensions ci-dessous vérifiant les conditions de stabilité. Avec une largeur en crête de 1,6 m et un angle  $\alpha = 60^\circ$



ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).

Calcul de la stabilité du déversoir				
Désignations	Force [kN/ml]		Moments [KN.m]	
	Verticale	Horizontale	Stabilisants [+]	Renversants [-]
Poids propre	<b>380,611</b>		<b>2141,95</b>	
Sous pressions	<b>192,84</b>			<b>895,92</b>
Poussées externes		<b>89,25</b>		<b>120,46</b>
Poussées des terres Amont		<b>13,20</b>		<b>8,80</b>
Somme des forces verticales W-U	<b>187,78</b>			
Somme des forces horizontales : Pe		<b>102,450</b>		
Somme des moments stabilisants : Ms			<b>1246,024</b>	
Somme des moments renversants : Mr				<b>129,258</b>
Stabilité externe				
Coefficient de sécurité au glissement Fg	$W-U) * \tan \varphi / (Pe + Pt)$		<b>1,2</b>	<b>Condition vérifiée</b>
Coefficient de renversement Fr	$ M_s / M_R $		<b>9,64</b>	<b>Condition vérifiée</b>
Stabilité interne				
X (Gouv) =	2,32355716		Y (Gouv) =	1,1906
Règle du tiers central	Excentricité e =		<b>-0,44 m</b>	<b>Règle vérifiée</b>
	b / 6 =		<b>1,26 m</b>	
La condition de non rupture	0,3fc28 =		<b>Condition de Non rupture vérifiée</b>	

### **Dimensionnement des blocs**

Hypothèse : les blocs sont assimilés à un déversoir rectangulaire de type Belanger et de type seuil épais Avec  $h/b < 1,5$ . De plus le débit évacué par les blocs fusibles chanfreinés sera augmenté de 10%

Le débit est donné en fonction de la charge en amont par l'expression suivante :  $Q = mL\sqrt{2gh}^{3/2}$

La hauteur d'eau sur le déversoir est telle que :  $y_c = \frac{2}{3}h$

Avec  $m=0,385$  une valeur approchée de la formule empirique de Bélanger.[14]

Le dimensionnement des blocs fusibles signifie la méthode de calcul de ses dimensions de façon à assurer son bon fonctionnement. Il est basé sur le calcul de la stabilité.

La longueur des blocs dépend de l'importance du bloc, des facilités de construction et des conditions locales du site. La largeur du bloc est quant à elle étroitement liée à la charge d'eau sur le bloc. Et l'emplacement des différents blocs n'a pas d'incidence sur le débit évacué et la sur le basculement des blocs.

Les calculs théoriques permettent la détermination des dimensions géométriques des blocs et les hauteurs d'eau de renversement de chaque bloc. Après déversement, il est difficile de calculer l'épaisseur exacte de la nappe au-dessus des blocs et la pression qui s'exerce contre la partie haute à l'amont des blocs ainsi que de prendre en compte les effets dynamiques et les frottements de l'eau contre les blocs.[5] Les calculs théoriques ne permettant que la réalisation d'avant projets, des essais de calibrage sur modèles réduits restent souhaitables pour préciser les épaisseurs assurant les renversements pour les hauteurs d'eau souhaitées.

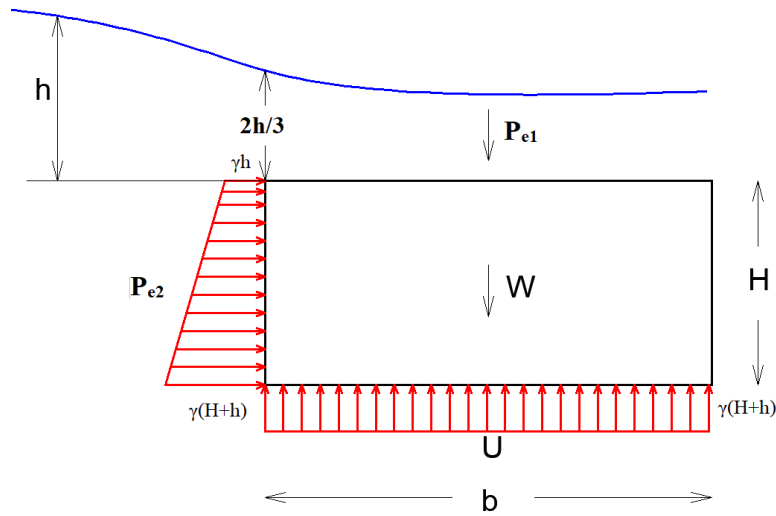
### **Détermination des sollicitations**

Soit les paramètres suivants

- ❖  $h$  : Hauteur d'eau à l'amont par rapport au seuil du bloc.
- ❖  $H$  : Hauteur du bloc.
- ❖  $b$  : Largeur du bloc.
- ❖  $\gamma$  : Poids volumique de l'eau.
- ❖  $\gamma_b$  : Poids volumique du béton.

### **Bilan des forces appliquées sur le bloc.**

L'écoulement sur le bloc est considéré comme celui sur un seuil épais par conséquent, la hauteur d'eau sur toute la longueur du bloc est égale à  $2h/3$ .



On obtient les sollicitations suivantes :

Forces		Bras de levier	Moments par rapport à la butée
$P_{e1}$ : Pression hydrostatique exercée par l'eau sur le bloc.	$P_{e1} = \frac{\gamma(H + 2h)H}{2}$	$d_{P_{e1}} = \frac{H(H + 3h)}{3(H + 2h)}$	$M_{P_{e1}} = \frac{\gamma(H + 3h)}{6} H^2$
$P_{e2}$ : Poids de l'eau sur le bloc.	$P_{e2} = \frac{2}{3} \gamma hb$	$d_{P_{e2}} = \frac{b}{2}$	$M_{P_{e2}} = \frac{\gamma hb^2}{3}$
$P_p$ : Poids du bloc.	$P_p = \gamma_b Hb$	$d_{P_p} = \frac{b}{2}$	$M_{P_p} = \frac{\gamma_b Hb^2}{2}$
$U$ : Pression exercée par l'eau sur la base du bloc (sous-pression)	$U = \gamma(H + h)b$	$d_U = \frac{b}{2}$	$M_U = \frac{\gamma(H + h)}{2} b^2$

### Stabilité au renversement

Des forces ci-dessus résultent des moments stabilisants et renversants et la limite de stabilité au renversement est donnée par la relation suivante :

$$\sum \text{Moments stabilisants} = \sum \text{Moments résistants}$$

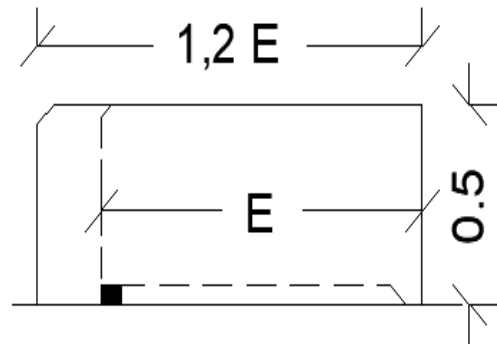
**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

$$\sum \text{Moments stabilisants} = \frac{1}{2} H b^2 (\gamma_b - \gamma) - \gamma h b^2$$

$$\sum \text{Moments résistants} = \frac{\gamma(H + 3h)}{6} H^2$$

Ce qui nous permet de déduire la largeur du bloc par la relation :  $b = H \sqrt{\frac{(H+3h)}{3\frac{\gamma_b}{\gamma}H-3H-h}}$  [4]

Nous considèrerons des blocs dont les longueurs varient entre 4,35 m et 10 m



**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Désignations	Unités	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Poids volumique du béton	KN/m <sup>3</sup>	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Hauteur des blocs	m	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Charge d'eau en amont des blocs(variable)	m	0,00	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20
Largeur du bloc b (variable)	m	0,24	0,56	0,59	0,62	0,65	0,68	0,71	0,75	0,78	0,82	0,85	0,89	0,93	0,97	1,02	1,07
Charge au-dessus du seuil	m	0,00	0,33	0,37	0,40	0,43	0,47	0,50	0,53	0,57	0,60	0,63	0,67	0,70	0,73	0,77	0,80

Par suite la valeur de b sera choisie de façon a facilité la mise en œuvre et la valeur de la charge réelle à l'amont du déversoir est donnée par :

$$h = \frac{3Hb^2 \left(\frac{\gamma_b}{\gamma}\right) - 3Hb^2 - H^3}{b^2 + 3H^2}$$

On obtient alors :

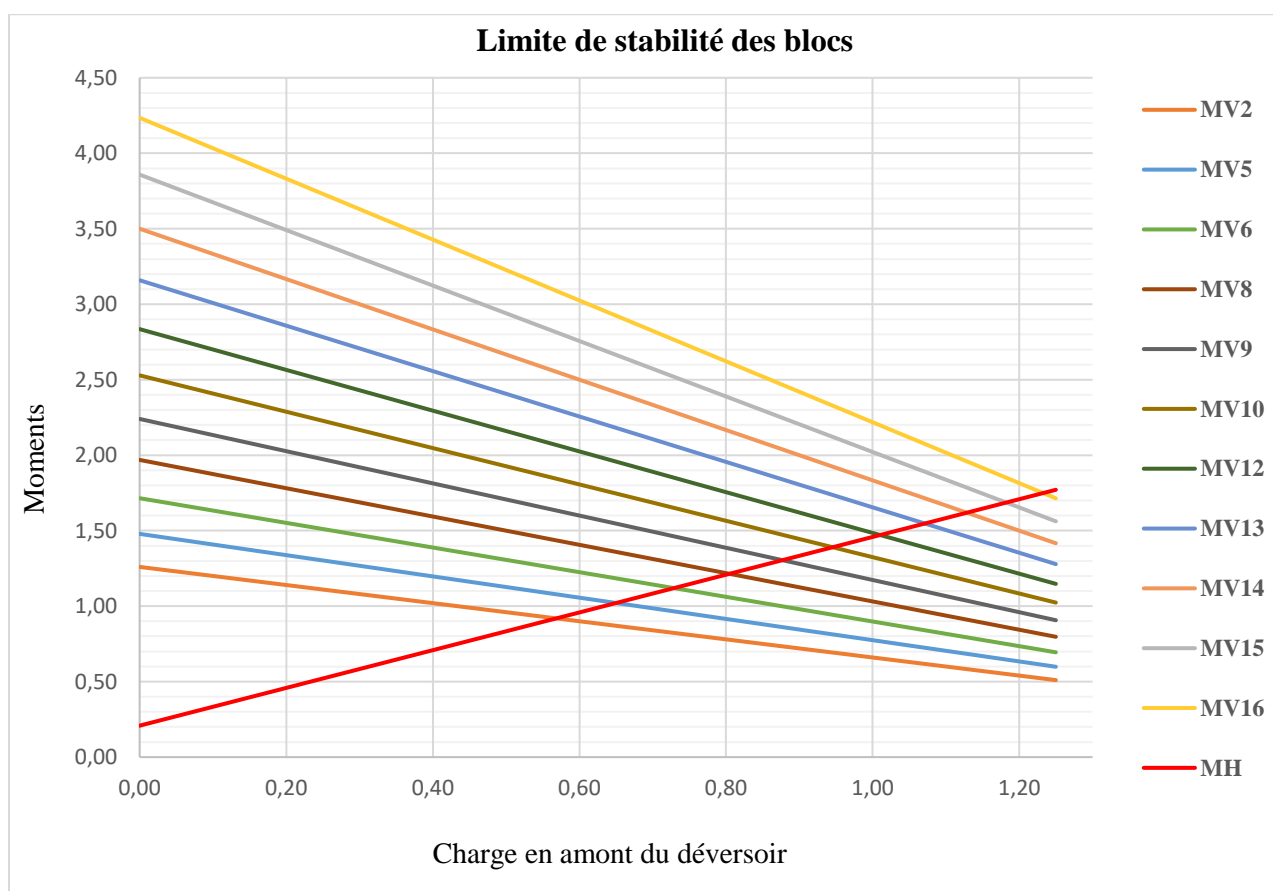
Désignation	Unités	1	2	4	6	8	9	10	12	13	14	15	16
Largeur b retenue	m	0,25	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10
Hauteur h calculée	m	0,01	0,57	0,65	0,73	0,80	0,88	0,95	1,01	1,07	1,13	1,18	1,23
Charge au-dessus du seuil	m	0,01	0,38	0,43	0,49	0,54	0,58	0,63	0,67	0,71	0,75	0,79	0,82
Force de poussée sur la butée	KN	1,29	4,09	4,50	4,90	5,27	5,63	5,98	6,30	6,61	6,89	7,16	7,41



• **Détermination de la limite de stabilité des blocs**

Soient MH, la somme des moments résistants et Mv la somme des moments stabilisants

h (m)	0,00	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20
MH	0,21	0,83	0,90	0,96	1,02	1,08	1,15	1,21	1,27	1,33	1,40	1,46	1,52	1,58	1,65	1,71
MV1	0,22	0,17	0,16	0,16	0,15	0,15	0,14	0,14	0,13	0,13	0,12	0,11	0,11	0,10	0,10	0,09
MV2	1,26	0,96	0,93	0,90	0,87	0,84	0,81	0,78	0,75	0,72	0,69	0,66	0,63	0,60	0,57	0,54
MV4	1,48	1,13	1,09	1,06	1,02	0,99	0,95	0,92	0,88	0,85	0,81	0,77	0,74	0,70	0,67	0,63
MV6	1,72	1,31	1,27	1,23	1,18	1,14	1,10	1,06	1,02	0,98	0,94	0,90	0,86	0,82	0,78	0,74
MV8	1,97	1,50	1,45	1,41	1,36	1,31	1,27	1,22	1,17	1,13	1,08	1,03	0,98	0,94	0,89	0,84
MV9	2,24	1,71	1,65	1,60	1,55	1,49	1,44	1,39	1,33	1,28	1,23	1,17	1,12	1,07	1,01	0,96
MV10	2,53	1,93	1,87	1,81	1,75	1,69	1,63	1,57	1,51	1,45	1,38	1,32	1,26	1,20	1,14	1,08
MV12	2,84	2,16	2,09	2,03	1,96	1,89	1,82	1,76	1,69	1,62	1,55	1,49	1,42	1,35	1,28	1,22
MV13	3,16	2,41	2,33	2,26	2,18	2,11	2,03	1,96	1,88	1,81	1,73	1,65	1,58	1,50	1,43	1,35
MV14	3,50	2,67	2,58	2,50	2,42	2,33	2,25	2,17	2,08	2,00	1,92	1,83	1,75	1,67	1,58	1,50
MV15	3,86	2,94	2,85	2,76	2,66	2,57	2,48	2,39	2,30	2,21	2,11	2,02	1,93	1,84	1,75	1,65
MV16	4,24	3,23	3,13	3,03	2,92	2,82	2,72	2,62	2,52	2,42	2,32	2,22	2,12	2,02	1,92	1,82



Au final le déversoir sera constitué des éléments suivants :

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

Désignations	Unités	9		10		12		13		14		15	
Largeur b retenue	m	0,80		0,85		0,90		0,95		1,00		1,05	
Hauteur h calculée	m	0,88		0,95		1,01		1,07		1,13		1,18	
Charge au-dessus du seuil	m	0,58		0,63		0,67		0,71		0,75		0,79	
Débit de basculement des blocs	m <sup>3</sup> /s	112,04		125,43		138,53		151,27		163,57		175,39	
Longueur des blocs	-	4,35	4,5	4,5	5	5	10	5	10	5	10	5	10
Nombre de blocs	-	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Largeur des murs séparateurs	m	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
Nombre de murs séparateurs	-	11											
Longueur du déversoir	m	80											

**Variation du débit spécifique des blocs en fonction de la charge h en amont du déversoir.**

Avec  $q = 0,385 * \sqrt{2 * g} * h^{3/2}$

$$q = 0,385 * \sqrt{2 * 9.81} * h^{3/2}$$

h (m)	0,50	0,55	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20
q(m <sup>3</sup> /s)	0,60	0,70	0,79	0,89	1,00	1,11	1,22	1,34	1,46	1,58	1,71	1,83	1,97	2,10	2,24

## Déversoir PK weirs

### Généralités

Le comportement hydraulique d'un évacuateur labyrinthe de type PK-Weir a été analysé sur la base d'essais expérimentaux systématiques qui ont conduit aux observations suivantes :

- Le nombre d'alvéoles n'a pas d'influence sur le débit spécifique par unité de longueur de crête. Ainsi, les résultats obtenus avec un cycle et demi d'alvéoles s'appliquent à des nombres de cycles plus élevés.
- Un rapport entre les largeurs des alvéoles d'entrée et de sortie  $a/b \geq 0.8$  est gage d'efficacité.

Pour notre étude nous utiliserons un rapport  $a/b=1,25$

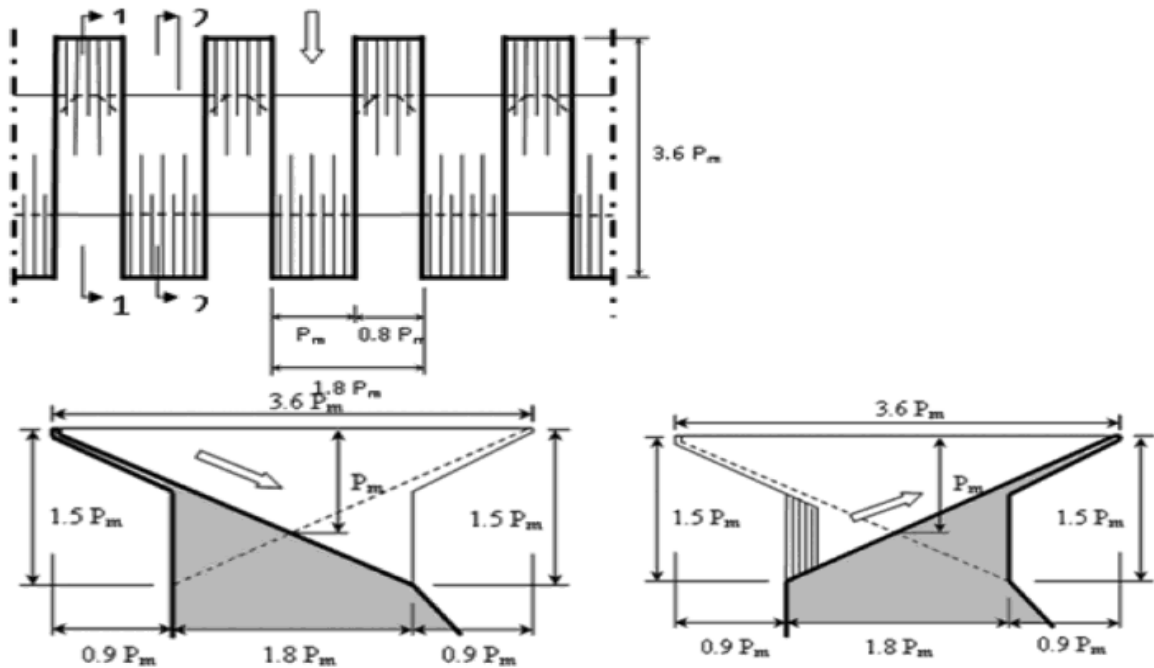
Le dimensionnement d'un évacuateur optimal du point de vue hydraulique peut conduire à différentes configurations géométriques. La solution économiquement optimale doit être examinée de cas en cas, en fonctions des contraintes locales.[19]

Le dimensionnement hydraulique du PKW reste problématique, dès vu que le pré dimensionnement est basé sur l'exploitation de résultats expérimentaux. Afin d'obtenir les dimensions finales, la réalisation d'un modèle réduit expérimentale est souhaitable.

### Dimensionnement

Pour le dimensionnement du déversoir, nous utiliserons le modèle de type A ainsi que les formule ci-dessous :

Désignation	Formules	Unité	Valeurs
Type de PK Weir	Standard A		
Longueur du déversoir	L	m	20,0
Débit total	$Q_t = Q_{100 \text{ gradex}}$	m <sup>3</sup> /s	102,5
Débit spécifique q	$q = Q_t/L$	m <sup>3</sup> /s/m	5,13
Charge au-dessus du seuil	Fixée	m	0,84
Hauteur des mur H=Pm	$H = (q/4,25 \cdot h)^2$	m	2,33
Hauteur totale du déversoir sur son assise	$P = 1,5 \cdot H$	m	3,5
Largeur des murs	$L = 3,6 \cdot H$	m	8,38
Longueur de l'alvéole amont et aval (porte à faux)	$c = d = 0,9 \cdot H$	m	2,10
Largeur de l'alvéole amont	$a = H$	m	2,33
Largeur de l'alvéole aval	$b = 0,8 \cdot H$	m	1,86
Longueur d'un cycle	$W = a + b$	m	4,19
N	$N = (a + b + 2 \cdot L) / (a + b)$		5
Epaisseur des murs	e	m	0,30
Paramètre	h/H		0,36
Hauteur à la base			0,50
Hauteur ancrée		m	0,50



### Etude de la stabilité

Dans cette partie nous vérifierons d'un cycle (alvéole amont + alvéole aval) du PK WEIR.

#### Stabilité au glissement

Elle est vérifiée par la relation suivante : 
$$F_G = \frac{(W + Pe_3 - U) \times \tan \varphi}{P_e + P_t}$$

- $F_G$ , facteur de sécurité au glissement
- $W$ , le poids propre du déversoir
- $U$ , la sous pression
- $Pe$ , la poussée hydrostatique de l'eau
- $Pt$ , la poussée des terres.

#### Stabilité au glissement au renversement

Elle est vérifiée par la relation suivante : 
$$F_R = \frac{\sum M/B(W + Pe_3 - U)}{\sum M/B(P_e + P_t)} \geq 1,5$$

Avec :

- $F_R$ , facteur de sécurité au renversement et  $M/B$  le moment par rapport au point B
- $W$ , le poids propre du déversoir
- $U$ , la sous pression
- $Pe$ , la poussée hydrostatique de l'eau
- $Pt$ , la poussée des terres.

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

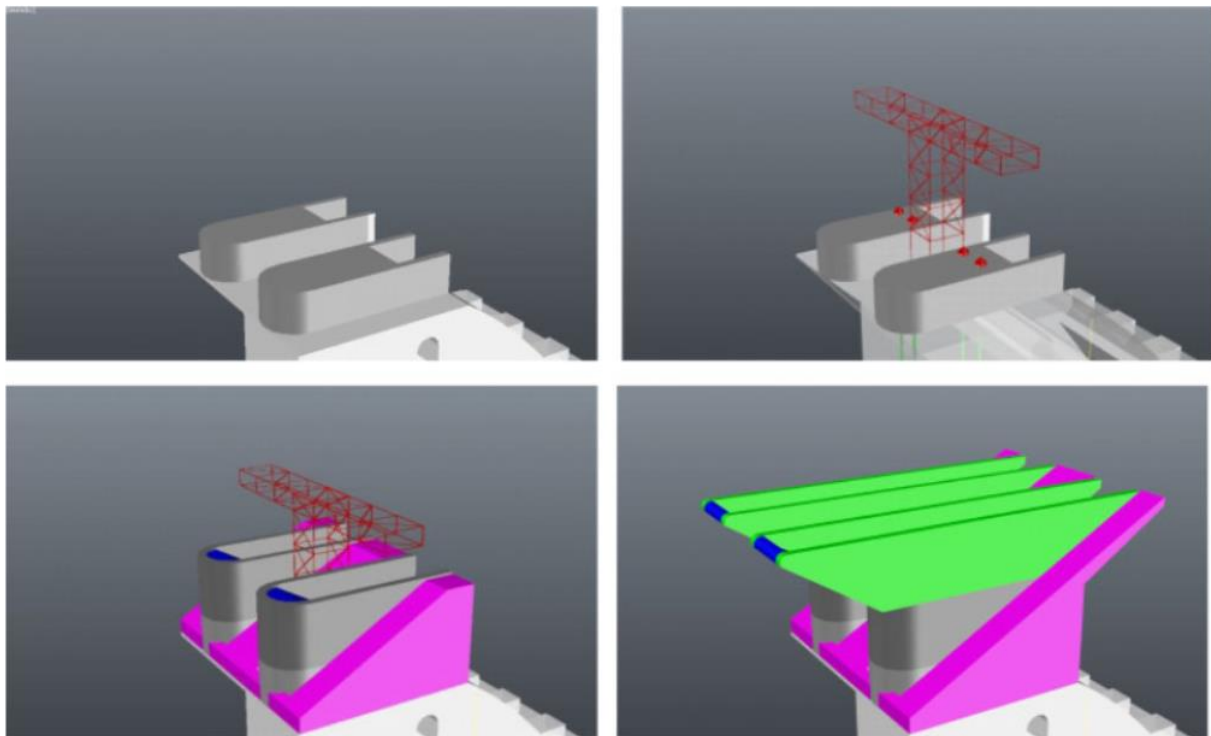
Désignations	Formules des forces	Forces par ml	Forces sur l'alvéole	Bras de levier	Moments stabilisants	Moments renversants
<b>Alvéole amont</b>						
W1	$0,9 \cdot \gamma_b \cdot p_m^2$	117,04	217,96	2,79	25511,13	
W2	$(\gamma_b \cdot 0,5 \cdot 1,8 P_m)$	50,28	93,63	2,10	4708,00	
W3	$0,3 \cdot \gamma_b \cdot (1,4)^{0,5} \cdot P_m$	19,83	36,93	5,24	732,36	
W4	$1,8 \cdot \gamma_b \cdot p_m$	50,28	93,63	2,10	4708,00	
Le poids propre du déversoir W		237,44	442,16		35659,49	
U1	$\gamma_w \cdot (h+2) \cdot 1,8 \cdot P_m$	56,15	104,56	2,10		219,05
U2	$0,9 \cdot \gamma_w \cdot (1,5 \cdot P_m + 0,5 + 2) \cdot P_m$	94,10	175,24	2,79		489,51
La sous pression U	$\gamma_w \cdot h \cdot 1,8 \cdot P_m + 0,9 \cdot \gamma_w \cdot (1,5 \cdot P_m + 0,5) \cdot P_m$	150,25	279,80			
Pe1	$\gamma_w \cdot (0,5 \cdot P_m + h) \cdot (P_m + 0,5)$	56,67	105,53	1,66		175,59
Pe2	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot (P_m + 0,5)^2$	39,98	74,46	1,28		95,00
Pe3	$0,5 \cdot \gamma_w \cdot (0,5 \cdot P_m + h) \cdot P_m \cdot (1,4)^{0,5}$	27,60	51,39	5,60		287,79
La poussée hydrostatique de l'eau Pe	$\gamma_w \cdot (h' + h) P_m + 0,5 \cdot \gamma_w \cdot P_m^2$	124,25	231,38			558,38
La poussée des terres Pt	$3,3 \cdot h \cdot s \cdot d^2$	13,20	24,58	0,67		16,39
<b>Alvéole avale</b>						
W1	$0,9 \cdot \gamma_b \cdot p_m^2$	117,04	272,45	1,40	380,53	
W2	$(\gamma_b \cdot 5,5 \cdot 1,8 P_m)$	100,56	234,09	2,10	490,42	
W3	$0,3 \cdot \gamma_b \cdot (1,4)^{0,5} \cdot P_m$	19,83	46,16	1,05	48,36	
Le poids propre du déversoir W	$0,9 \cdot \gamma_b \cdot p_m^2 + 0,3 \cdot \gamma_b \cdot (1,4)^{0,5} \cdot P_m + (\gamma_b \cdot 0,5 \cdot 1,8 P_m)$	237,44	552,70		919,30	
U1	$\gamma_w \cdot h \cdot 1,8 \cdot P_m$	56,15	130,70	2,10		273,82
U2	$\gamma_w \cdot (1,5 \cdot P_m + 0,5) \cdot 0,9 \cdot P_m$	94,10	219,05	2,79		611,89
La sous pression U	$\gamma_w \cdot h \cdot 1,8 \cdot P_m + 0,9 \cdot \gamma_w \cdot (1,5 \cdot P_m + 0,5) \cdot P_m$	150,25	349,75			885,71
Pe1	$\gamma_w \cdot (1,5 P_m + h)$	43,32	100,83	0,25		25,21
Pe2	$\gamma_w \cdot (1/4)$	2,50	5,82	0,17		0,97
Pe3	$\gamma_w \cdot h \cdot P_m \cdot (2,8^{0,5} + 1,4^{0,5}) + \gamma_w \cdot 1,5 \cdot P_m^2 \cdot (2,8^{0,5} + 1,4^{0,5}) \cdot (1/2)$	171,95	400,25	1,20	480,31	
La poussée hydrostatique de l'eau Pe	Somme pe1+pe2	45,82	106,65			26,18
La poussée des terres Pt	$3,3 \cdot h \cdot s \cdot d^2$	13,20	30,73	0,67		20,48

Suite au calcul des facteur de sécurité nous avons :

<b>Stabilité de toute la structure</b>	
W +Pe3	1395,120
U	629,550
Pe	338,028
Pt	55,309
<b>Fg</b>	
<b>M (w +Pe3)</b>	<b>1,265124659</b>
M(u)	37059,098
M(Pe)	1594,274
M(Pt)	584,560
<b>Fr</b>	<b>57,06945305</b>

Le déversoir PK WEIR est donc stable.

Exécution d'un déversoir PK Weir



## Annexe 6 : Avant métré

L'avant métré désigne la quantification des éléments d'un ouvrage à réaliser. Il est effectué pour l'évaluation du coût du projet.

### Avant métré déversoir PK Weir

	Désignation	Longueur	Largeur	Hauteur	Volumes partiels	Volume total (m3)	
Béton armé dosé à 350 kg/m <sup>3</sup> pour déversoir PK Weir	Alvéole amont	1	4,190	1,862	2,328	9,082	
		2	4,190	1,862	1,000	7,803	
		3	0,355	1,862	0,300	0,198	
	Alvéole avale	1	4,190	4,190	2,328	20,434	
		2	4,190	4,190	1,000	17,556	
		3	0,355	4,190	0,300	0,446	
Béton de propreté déversoir		20,000	4,190	0,100		8,38	
Déblai aux engins pour déversoir		20,000	4,190	0,500		41,90	

### Avant métré évacuateur de crue avec déversoir trapézoïdale

	Unité	Longueur (m)	Largeur (m)	Profondeur (m)	Total
Déblai aux engins pour bajoyers	m <sup>3</sup>	53,6	3,65	1	195,64
Déblai à la main pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	80	0,4	0,5	16
Déblai pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	80	0,3	6	152,00
		80	0,2	0,5	
Béton de propreté pour bajoyers	m <sup>3</sup>	53,6	3,65	0,1	19,564
Béton de propreté sous la fondation du seuil	m <sup>3</sup>		144		5,4
Béton armé dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour bajoyers	m <sup>3</sup>	53,6	0,55	6,15	355,77
		53,6	3,1	1,05	
Béton cyclopéen dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour déversoir	m <sup>3</sup>	80	8,4	5	2256,00
Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	80	3,1	0,3	74,4
Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour seuil du bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	80	0,3	0,5	12
Sable sous bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	80	4	0,2	64
Enrochements de protection aval	m <sup>3</sup>	80	6,2	0,3	148,80
Béton ordinaire pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	80	0,4	0,5	16,00

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

**Avant métré des blocs fusibles et murs séparateurs**

Désignations	Unités	9		10		12		13		14		15	
Largeur b retenue	m	0,80		0,85		0,90		0,95		1,00		1,05	
Longueur des blocs		4,35	4,5	4,5	5	5	10	5	10	5	10	5	10
Nombre de blocs		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Largeur des murs séparateurs	m	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	
Volume bloc	m <sup>3</sup>	1,74	1,8	1,91	2,13	2,25	4,5	2,38	4,75	2,5	5	2,62	5,25
Volume mur séparateur	m <sup>3</sup>	0,07	0,07	0,07	0,07	0,08	0,08	0,09	0,09	0,09	0,09	0,09	
Volume totale	m <sup>3</sup>	37,732											

**Avant métré diguettes de protection**

	Section (m <sup>2</sup> )	Longueur (m)	Volume (m <sup>3</sup> )
Déblai pour diguette de protection	1,125	30	33,75
Remblai pour diguette de protection	7,5	30	225
Couronnement des diguettes de protection	0,4	30	12
Perré maçonné pour diguette de protection	1,5	30	45
Perré sec pour diguette de protection	1,5	30	45



### Avant métré digue et déversoir trapézoïdal et bloc fusible

A partir du tracé du profil en long de la l'axe de la digue obtenu sur le logiciel Covadis et des dimensions géométriques des ouvrages, les quantités suivantes ont été déterminées :

Profil	Dist. Partielle	Cote TN	Cote fond tranchée	Section Digue	Section tranchée	V Digue	V tranchée	S. talus amont	S. talus aval	Volume filtre	S Décapage
<b>P1</b>		291,7	291,2	-0,72	1,83						
	20					-1,21	37,05	7,60	7,60	4,68	
<b>P2</b>		291,36	290,85	0,60	1,87						93,6
	20					3,66	59,98	10,73	10,73	4,96	
<b>P3</b>		291,56	290,49	-0,23	4,13						99,2
	20					28,23	70,19	20,80	20,80	5,86	
<b>P4</b>		290,91	290,14	3,06	2,89						117,2
	20					63,70	71,04	36,22	36,22	7,24	
<b>P5</b>		290,87	289,78	3,31	4,21						144,8
	20					66,28	84,22	37,12	37,12	7,32	
<b>P6</b>		290,87	289,78	3,31	4,21						146,4
	20					110,82	75,08	50,09	50,09	8,48	
<b>P7</b>		290,29	289,42	7,77	3,30						169,6
	20					184,69	67,99	69,99	69,99	10,26	
<b>P8</b>		289,98	289,06	10,70	3,50						205,2
	20					241,58	74,19	82,73	82,73	11,4	
<b>P9</b>		289,72	288,7	13,46	3,92						228
	20					294,57	100,97	93,47	93,47	12,36	
<b>P10</b>		289,5	287,96	16,00	6,18						247,2
	20					365,79	141,29	106,44	106,44	13,52	
<b>P11</b>		289,14	287,22	20,58	7,95						270,4
	20					449,33	182,18	120,52	120,52	14,78	
<b>P12</b>		288,87	286,48	24,35	10,27						295,6
	15					407,65	161,38	101,13	101,13	12,045	

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

<b>P12+15</b>		288,5	285,92	30,00	11,25						240,9
	5						54,32				
<b>P13</b>		288,36	285,74	32,28	11,46						85,4
	20						237,64				
<b>P14</b>		287,78	285	42,56	12,31						370,4
	20						254,77				
<b>P15</b>		287,58	284,64	46,41	13,17						401,6
	20						248,40				
<b>P16</b>		288,28	285,62	33,62	11,67						381,6
	15						166,83				
<b>16+15</b>		288,81	286,36	25,23	10,58						249,3
	5					119,68	54,84	34,27	34,27	4,065	
<b>P17</b>		288,99	286,6	22,64	10,27						81,3
	20					402,34	176,02	112,70	112,70	14,08	
<b>P18</b>		289,37	287,58	17,59	7,33						281,6
	20					331,17	111,25	100,40	100,40	12,98	
<b>P19</b>		289,54	288,55	15,52	3,79						259,6
	20					248,52	282,05	83,63	83,63	11,48	
<b>P20</b>		290,12	285,33	9,33	24,41						229,6
	20					132,46	269,08	55,90	55,90	9	
<b>P21</b>		290,78	290,11	3,92	2,49						180
	20					42,07	45,20	26,61	26,61	6,38	
<b>P22</b>		291,43	290,88	0,29	2,03						127,6
	8,2					-1,76	15,82	2,48	2,48	1,8614	
<b>P23</b>		291,7	291,2	-0,72	1,83						37,228
	<b>428,2</b>		<b>7204,61</b>	<b>380,8594</b>	<b>176,8502</b>	<b>3489,56</b>	<b>3041,80658</b>	<b>1152,820498</b>	<b>1152,820498</b>	<b>172,7514</b>	<b>4943,328</b>

ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).

**Avant métré digue et déversoir bloc fusible**

Profil	Dist. Partielle	Cote TN	Cote fond tranchée	Section Digue	Section tranchée	V Digue	V tranchée	S. talus amont	S. talus aval	Volume filtre	S Décapage
<b>P1</b>		291,7	291,2	-0,72	1,833						
	20					-1,208	37,050	7,603	7,603	4,680	
<b>P2</b>		291,36	290,85	0,5992	1,872						93,600
	20					3,664	59,983	10,733	10,733	4,960	
<b>P3</b>		291,56	290,49	-0,2328	4,127						99,200
	20					28,234	70,193	20,795	20,795	5,860	
<b>P4</b>		290,91	290,14	3,0562	2,893						117,200
	20					63,700	71,037	36,224	36,224	7,240	
<b>P5</b>		290,87	289,78	3,3138	4,211						144,800
	20					66,276	84,221	37,119	37,119	7,320	
<b>P6</b>		290,87	289,78	3,3138	4,211						146,400
	20					110,820	75,083	50,088	50,088	8,480	
<b>P7</b>		290,29	289,42	7,7682	3,297						169,600
	20					184,690	67,994	69,989	69,989	10,260	
<b>P8</b>		289,98	289,06	10,7008	3,502						205,200
	20					241,576	74,189	82,735	82,735	11,400	
<b>P9</b>		289,72	288,7	13,4568	3,917						228,000
	20					294,568	100,973	93,468	93,468	12,360	
<b>P10</b>		289,5	287,96	16	6,181						247,200
	20					365,792	141,293	106,437	106,437	13,520	
<b>P11</b>		289,14	287,22	20,5792	7,949						270,400
	20					449,330	182,178	120,524	120,524	14,780	
<b>P12</b>		288,87	286,48	24,3538	10,269						295,600
	20					566,330	217,272	137,965	137,965	16,340	
<b>P13</b>		288,36	285,74	32,2792	11,458						326,800
	20					670,874	261,278	152,723	152,723	17,660	
<b>P14</b>		288,21	285	34,8082	14,670						353,200

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

	5					195,785	69,602	41,703	41,703	4,655	
<b>P14+5</b>		287,73	284,79	43,5058	13,171						94,6
	15						197,568				
<b>P15</b>		287,58	284,64	46,4128	13,171						302,7
	5						64,769				
<b>P15+5</b>		287,77	284,91	42,7458	12,737						100,5
	15					572,720	183,038	123,263	123,263	14,025	
<b>P16</b>		288,28	285,62	33,6168	11,669						280,500
	20					562,570	219,376	137,071	137,071	16,260	
<b>P17</b>		288,99	286,6	22,6402	10,269						325,200
	20					402,340	176,021	112,698	112,698	14,080	
<b>P18</b>		289,37	287,58	17,5938	7,333						281,600
	20					331,170	111,247	100,399	100,399	12,980	
<b>P19</b>		289,54	288,55	15,5232	3,792						259,600
	20					248,520	282,047	83,629	83,629	11,480	
<b>P20</b>		290,12	285,33	9,3288	24,413						229,600
	20					132,456	269,077	55,902	55,902	9,000	
<b>P21</b>		290,78	290,11	3,9168	2,495						180,000
	20					42,066	45,205	26,609	26,609	6,380	
<b>P22</b>		291,43	290,88	0,2898	2,026						127,600
	8,2					-1,764	15,823	2,475	2,475	1,861	
<b>P23</b>		291,7	291,2	-0,72	1,833						37,228
	<b>428,2</b>		<b>7202,03</b>	<b>404,1302</b>	<b>183,297</b>	<b>5530,509</b>	<b>3076,518</b>	<b>1610,152</b>	<b>1610,152</b>	<b>225,581</b>	<b>4916,328</b>

**ETUDE COMPARATIVE DE 03 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU  
BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

On obtient alors comme récapitulatif

Tableau récapitulatif avant métré digue déversoir trapézoïdal et bloc fusible

Surface décapage (m <sup>2</sup> )	4943,328
Volume déblai tranchée (m <sup>3</sup> )	3041,8066
Volume remblai tranchée(m <sup>3</sup> )	3041,8066
Volume remblai digue (m <sup>3</sup> )	3489,5647
Volume couche de couronnement. (m <sup>3</sup> )	288,64
Surface perré amont (m <sup>2</sup> )	1152,8205
Surface perré aval (m <sup>2</sup> )	1152,8205
Volume sable pour filtre (m <sup>3</sup> )	172,7514
Volume muret amont (m <sup>3</sup> )	82
Volume muret aval (m <sup>3</sup> )	82
Volume butée amont (m <sup>3</sup> )	123
Déblai pour drain de pied aval (m <sup>3</sup> )	123
Enrochement pour drain de pied aval (m <sup>3</sup> )	125,7157

Tableau récapitulatif avant métré digue déversoir PK Weir

Surface décapage (m <sup>2</sup> )	4916,328
Volume déblai tranchée (m <sup>3</sup> )	3076,518167
Volume remblai tranchée (m <sup>3</sup> )	3076,518167
Volume remblai digue (m <sup>3</sup> )	5530,50868
Volume couche de couronnement. (m <sup>3</sup> )	341,44
Surface perré amont (m <sup>2</sup> )	1610,152301
Surface perré aval (m <sup>2</sup> )	1610,152301
Volume sable pour filtre (m <sup>3</sup> )	225,5814
Volume muret amont	97
Volume muret aval (m <sup>3</sup> )	97
Volume butée amont (m <sup>3</sup> )	145,5
Déblai pour drain de pied aval (m <sup>3</sup> )	145,5
Enrochement pour drain de pied aval (m <sup>3</sup> )	148,7124699

## Annexe 7 : Impact environnemental

### Evaluation des impacts du projet de construction du barrage de TOEMIGHIN

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

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) : CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

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

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

**Budget du volet impact environnemental**

<b>Impacts /Actions environnementales</b>	<b>UNITE</b>	<b>Quantité</b>	<b>Prix Unit.</b>	<b>Prix Total</b>
Dégradation de la qualité de l'air (arrosage des voies d'accès)	ff	1	1 000 000	1 000 000
Renforcement technique des exploitants du barrage sur la protection des berges,	ff	1	3 000 000	3 000 000
Sensibilisation les populations sur les infections sexuellement transmissibles et maladies hydriques	Séances	10	700 000	7 000 000
Sensibiliser le personnel sur les risques de pollution et aux mesures de sécurité	Session	2	500 000	1 000 000
Appui aux comités d'exploitation sur 3 ans	ff	3	1 500 000	4 500 000
Faire des reboisements de compensation	U	5 000	2 500	12 500 000
Appuyer l'entretien des plants	ff	3	250 000	750 000
Surveillance et suivi environnemental	ff	1	5 000 000	5 000 000
<b>TOTAL TTC</b>				<b>34 750 000</b>



**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

## **Annexe 8: Devis estimatif**

L'estimation du coût en hors taxe a été faite sur la base du document de l'Autorité de Régulation de la Commande Publique (ARCOP) portant sur la mercuriale des prix unitaires dans la section « Construction de petits barrages ». et à partir de l'avant métré on obtient les devis suivants.

### **Devis estimatif déversoir trapézoïdal**

<b>N°</b>	<b>DESIGNATION DES TRAVAUX</b>	<b>UNITE</b>	<b>Qté</b>	<b>Prix Unit.</b>	<b>Prix Total</b>
<b>I</b>	<b>Installation et repli du matériel de chantier</b>				
1.1	Amené et repli du matériel	FF	1	15 000 000	15 000 000
1.2	Installation du chantier	FF	1	10 000 000	10 000 000
	<b>Sous- total-I</b>				<b>25 000 000</b>
<b>II</b>	<b>Tranchée d'ancrage et fondation</b>				
2.1	Débroussaillage-décapage (min 20 cm)	m <sup>2</sup>	4 943	250	1 235 832
2.2	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	3 042	4000	12 167 226
2.3	Remblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	3 042	6000	18 250 840
	<b>Sous-Total-III</b>				<b>31 653 898</b>
<b>III</b>	<b>Digue</b>				
3.1	Déblai (décapage digue existante)	m <sup>3</sup>	12 967	4000	51 868 080
3.2	Remblai compacté aux engins pour digue homogène	m <sup>3</sup>	3 490	5000	17 447 823
3.3	Sable pour filtre	m <sup>3</sup>	173	10000	1 727 514
3.4	Couche de pose filtrante talus amont (e=15cm)	m <sup>3</sup>	173	5000	864 615
3.5	Perré maçonné Amont (épaisseur = 30cm)	m <sup>2</sup>	346	8250	2 853 231
3.6	Couche de pose filtrante talus aval (e=15cm)	m <sup>3</sup>	173	5000	864 615
3.7	Perré sec Aval (épaisseur = 30 cm)	m <sup>2</sup>	346	6000	2 075 077
3.8	Couche de couronnement crête	m <sup>3</sup>	289	4000	1 154 560
3.9	Déblai manuel travers remblai (muret de crête)	m <sup>3</sup>	82	4000	328 000
3.10	Maçonnerie de moellons pour muret de crête	m <sup>3</sup>	82	15000	1 230 000
3.11	Déblai manuel pour drain de pied	m <sup>3</sup>	123	4000	492 000
3.12	Déblai manuel pour butée de pied	m <sup>3</sup>	123	4000	492 000
3.13	Enrochement à la main pour butée	m <sup>3</sup>	123	10000	1 230 000
3.14	Enrochement à la main pour drain	m <sup>3</sup>	126	10000	1 257 157
	<b>Sous-total-IV</b>				<b>83 884 673</b>
<b>IV</b>	<b>Evacuateurs de crue</b>				
4.1	Déblai aux engins pour bajoyer	m <sup>3</sup>	196	4 000	782 560
4.2	Déblai à la main pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	16	4 000	64 000
4.3	Déblai pour du bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	152	4 000	608 000
4.4	Béton de propreté pour bajoyers	m <sup>3</sup>	20	50 000	978 200
4.5	Béton de propreté sous la fondation du seuil	m <sup>3</sup>	5	50 000	270 000
4.6	Béton armé dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour bajoyers	m <sup>3</sup>	356	140 000	49 807 800
4.7	Béton cyclopéen dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour déversoir	m <sup>3</sup>	2 256	120 000	270 720 000

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

4.8	Béton ordinaire dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	166	140 000	23 296 000
4.9	Sable sous bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	70	12 000	842 400
4.10	Joints Waterstop	ml	131	10 000	1 312 000
4.11	Barbacane pour bassin de dissipation	ml	80	10 000	800 000
4.12	Béton ordinaire pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	16	120 000	1 920 000
4.13	Fourniture et pose de gabions	m <sup>3</sup>	144	30000	4 320 000
4.14	Démolition du déversoir existant	ff	1		400 000
	<b>Sous-Total-IV-1</b>				<b>356 120 960</b>
<b>V</b>	<b>Diguettes de protection</b>				
5.1	Déblai pour diguette de protection	m <sup>3</sup>	34	4 000	135 000
5.2	Remblai pour diguette de protection	m <sup>3</sup>	225	5 000	1 125 000
5.3	Couronnement des diguettes de protection	m <sup>3</sup>	12	7 000	84 000
5.4	Perré maçonné pour diguette de protection	m <sup>2</sup>	45	11 200	504 000
5.5	Perré sec pour diguette de protection	m <sup>2</sup>	45	6 000	270 000
	<b>Sous-Total-VI</b>				<b>2 118 000</b>
<b>VII</b>	<b>Ouvrages de prise rive gauche</b>				
6.1	Béton de propreté conduite	m <sup>3</sup>	1	50 000	50 000
6.2	Conduite en fonte de 300 mm de diamètre et accessoires	ml	22	300 000	6 450 000
6.3	Béton armé dosé à 300 kg/m <sup>3</sup> pour enrobage conduite	m <sup>3</sup>	4	200 000	717 257
6.4	Déblai à la main pour bacs	m <sup>3</sup>	2	4 000	8 488
6.5	Béton de propreté bacs	m <sup>3</sup>	1	70 000	74 270
6.6	Béton armé coulé à plat pour radiers	ml	2	220 000	466 840
6.7	Béton armé coulé en élévation pour voiles et écrans	m <sup>3</sup>	7	220 000	1 524 600
6.8	Vanne papillon Diamètre 300 et accessoires	u	2	1 500 000	3 000 000
6.9	Crépine Diamètre 300 (locale)	u	1	400 000	400 000
	<b>Sous-Total-VII</b>				<b>12 691 455</b>
<b>VII</b>	<b>Dispositif d'auscultation du barrage</b>				
7.1	Echelle limnimétrique par unité de 1,00 m fabriquées en usine	ml	3	100 000	300 000
7.2	Bornage de la limite de plus hautes eaux	ff	1	1 000 000	1 000 000
	<b>Sous total-VIII</b>				<b>1 300 000</b>
<b>VIII</b>	<b>Impacts/Actions environnementales</b>				
8.1	Dégradation de la qualité de l'air (arrosage des voies d'accès)	ff	1	1 000 000	1 000 000
8.2	Renforcement technique des exploitants du barrage sur la protection des berges,	ff	1	3 000 000	3 000 000
8.3	Sensibilisation les populations sur les infections sexuellement transmissibles et maladies hydriques	Séances	10	700 000	7 000 000

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

8.4	Sensibiliser le personnel sur les risques de pollution et aux mesures de sécurité	Session	2	500 000	1 000 000
8.5	Appui aux comités d'exploitation sur 3 ans	ff	3	1 500 000	4 500 000
8.6	Faire des reboisements de compensation	u	5 000	2 500	12 500 000
8.7	Appuyer l'entretien des plants	ff	3	250 000	750 000
8.8	Surveillance et suivi environnemental	ff	1	5 000 000	5 000 000
<b>Sous total-IX</b>					<b>34 750 000</b>
<b>TOTAL en Hors Taxes =</b>					<b>547 518 985</b>
<b>T.V.A. = 18%</b>					<b>98 553 417</b>
<b>TOTAL en T.T.C. =</b>					<b>646 072 403</b>

**Devis estimatif déversoir blocs fusibles**

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	Quantité	Prix Unit.	Prix Total
<b>I</b>	<b>Installation et repli du matériel de chantier</b>				
1.1	Amené et repli du matériel	FF	1	15 000 000	15 000 000
1.2	Installation du chantier	FF	1	10 000 000	10 000 000
<b>Sous- total-I</b>					<b>25 000 000</b>
<b>II</b>	<b>Tranchée d'ancrage et fondation</b>				
2.1	Débroussaillage-décapage (min 20 cm)	m <sup>2</sup>	4 943	250	1 235 832
2.2	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	3 042	4000	12 167 226
2.3	Remblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	3 042	6000	18 250 840
<b>Sous-Total-III</b>					<b>31 653 898</b>
<b>III</b>	<b>Digue</b>				
3.1	Déblai (décapage digue existante)	m <sup>3</sup>	12 967	4000	51 868 080
3.2	Remblai compacté aux engins pour digue homogène	m <sup>3</sup>	3 490	5000	17 447 823
3.3	Sable pou filtre	m <sup>3</sup>	173	10000	1 727 514
3.4	Couche de pose filtrante talus amont (e=15cm)	m <sup>3</sup>	173	5000	864 615
3.5	Perré maçonné Amont (épaisseur = 30cm)	m <sup>2</sup>	346	8250	2 853 231
3.6	Couche de pose filtrante talus aval (e=15cm)	m <sup>3</sup>	173	5000	864 615
3.7	Perré sec Aval (épaisseur = 30 cm)	m <sup>2</sup>	346	6000	2 075 077
3.8	Couche de couronnement crête	m <sup>3</sup>	289	4000	1 154 560
3.9	Déblai manuel travers remblai (muret de crête)	m <sup>3</sup>	82	4000	328 000
3.10	Maçonnerie de moellons pour muret de crête	m <sup>3</sup>	82	15000	1 230 000
3.11	Déblai manuel pour drain de pied	m <sup>3</sup>	123	4000	492 000
3.12	Déblai manuel pour butée de pied	m <sup>3</sup>	123	4000	492 000
3.13	Enrochement à la main pour butée	m <sup>3</sup>	123	10000	1 230 000
3.14	Enrochement à la main pour drain	m <sup>3</sup>	126	10000	1 257 157
<b>Sous-total-IV</b>					<b>83 884 673</b>

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

<b>IV</b>	<b>Evacuateurs de crue</b>				
4.1	Déblai aux engins pour bajoyer	m <sup>3</sup>	196	4 000	782 560
4.2	Déblai à la main pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	16	4 000	64 000
4.3	Déblai pour du bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	152	4 000	608 000
4.4	Béton de propreté pour bajoyers	m <sup>3</sup>	20	50 000	978 200
4.5	Béton de propreté sous la fondation du seuil	m <sup>3</sup>	5	50 000	270 000
4.6	Béton armé dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour bajoyers	m <sup>3</sup>	356	140 000	49 807 800
4.7	Béton cyclopéen dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour déversoir	m <sup>3</sup>	2 073	120 000	248 766 000
4.8	Béton ordinaire dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	166	140 000	23 296 000
4.9	Sable sous bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	70	12 000	842 400
4.10	Joints Waterstop	ml	131	10 000	1 312 000
4.11	Barbacane pour bassin de dissipation	ml	80	10 000	800 000
4.12	Béton ordinaire pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	16	120 000	1 920 000
4.13	Fourniture et pose de gabions	m <sup>3</sup>	144	30000	4320000
4.14	Démolition du déversoir existant	ff	1		400 000
	<b>Sous-Total-IV-1</b>				<b>334 166 960</b>
<b>V</b>	<b>Diguettes de protection</b>				
5.1	Déblai pour diguette de protection	m <sup>3</sup>	34	4 000	135 000
5.2	Remblai pour diguette de protection	m <sup>3</sup>	225	5 000	1 125 000
5.3	Couronnement des diguettes de protection	m <sup>3</sup>	12	7 000	84 000
5.4	Perré maçonné pour diguette de protection	m <sup>2</sup>	45	11 200	504 000
5.5	Perré sec pour diguette de protection	m <sup>2</sup>	45	6 000	270 000
	<b>Sous-Total-VI</b>				<b>2 118 000</b>
<b>VII</b>	<b>Ouvrages de prise rive gauche</b>				
6.1	Béton de propreté conduite	m <sup>3</sup>	1	50 000	50 000
6.2	Conduite en fonte de 300 mm de diamètre et accessoires	ml	22	300 000	6 450 000
6.3	Béton armé dosé à 300 kg/m <sup>3</sup> pour enrobage conduite	m <sup>3</sup>	4	200 000	717 257
6.4	Déblai à la main pour bacs	m <sup>3</sup>	2	4 000	8 488
6.5	Béton de propreté bacs	m <sup>3</sup>	1	70 000	74 270
6.6	Béton armé coulé à plat pour radiers	ml	2	220 000	466 840
6.7	Béton armé coulé en élévation pour voiles et écrans	m <sup>3</sup>	7	220 000	1 524 600
6.8	Vanne papillon Diamètre 300 et accessoires	u	2	1 500 000	3 000 000
6.9	Crépine Diamètre 300 (locale)	u	1	400 000	400 000
	<b>Sous-Total-VII</b>				<b>12 691 455</b>
<b>VII</b>	<b>Dispositif d'auscultation du barrage</b>				

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

7.1	Echelle limnimétrique par unité de 1,00 m fabriquées en usine	ml	3	100 000	300 000
7.2	Bornage de la limite de plus hautes eaux	ff	1	1 000 000	1 000 000
	<b>Sous total-VII</b>				<b>1 300 000</b>
<b>VIII</b>	<b>Impacts/Actions environnementales</b>				
8.1	Dégradation de la qualité de l'air (arrosage des voies d'accès)	ff	1	1 000 000	1 000 000
8.2	Renforcement technique des exploitants du barrage sur la protection des berges,	ff	1	3 000 000	3 000 000
8.3	Sensibilisation les populations sur les infections sexuellement transmissibles et maladies hydriques	Séances	10	700 000	7 000 000
8.4	Sensibiliser le personnel sur les risques de pollution et aux mesures de sécurité	Session	2	500 000	1 000 000
8.5	Appui aux comités d'exploitation sur 3 ans	ff	3	1 500 000	4 500 000
8.6	Faire des reboisements de compensation	u	5 000	2 500	12 500 000
8.7	Appuyer l'entretien des plants	ff	3	250 000	750 000
8.8	Surveillance et suivi environnemental	ff	1	5 000 000	5 000 000
	<b>Sous total-VII</b>				<b>34 750 000</b>
	<b>TOTAL en Hors Taxes =</b>				<b>525 564 985</b>
	<b>T.V.A. = 18%</b>				<b>94 601 697</b>
	<b>TOTAL en T.T.C. =</b>				<b>620 166 683</b>

**Devis estimatif déversoir PKW**

N°	DESIGNATION DES TRAVAUX	UNITE	Quantité	Prix Unit.	Prix Total
<b>I</b>	<b>Installation et repli du matériel de chantier</b>				
1.1	Amené et repli du matériel	FF	1	15 000 000	15 000 000
1.2	Installation du chantier	FF	1	10 000 000	10 000 000
	<b>Sous- total-I</b>				<b>25 000 000</b>
<b>II</b>	<b>Tranchée d'ancrage et fondation</b>				
3.1	Débroussaillage-décapage (min 20 cm)	m <sup>2</sup>	4 916	250	1 229 082
3.2	Déblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	3 077	4000	12 306 073
3.3	Remblai aux engins pour tranchée d'ancrage	m <sup>3</sup>	3 077	6000	18 459 109
	<b>Sous-Total-III</b>				<b>31 994 264</b>
<b>III</b>	<b>Digue</b>				
3.1	Déblai (décapage digue existante)	m <sup>3</sup>	12 967	4000	51 868 080
3.2	Remblai compacté aux engins pour digue homogène	m <sup>3</sup>	5 531	5000	27 652 543

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

3.3	Sable pour filtre	m <sup>3</sup>	226	10000	2 255 814
3.4	Couche de pose filtrante talus amont (e=15cm)	m <sup>3</sup>	242	5000	1 207 614
3.5	Perré sec Amont (épaisseur = 25 cm)	m <sup>2</sup>	483	8250	3 985 127
3.6	Couche de pose filtrante talus aval (e=15cm)	m <sup>3</sup>	242	5000	1 207 614
3.7	Perré sec Aval (épaisseur = 25 cm)	m <sup>2</sup>	483	6000	2 898 274
3.8	Couche de couronnement crête	m <sup>3</sup>	341	4000	1 365 760
3.9	Déblai manuel travers remblai (muret de crête)	m <sup>3</sup>	97	4000	388 000
3.10	Maçonnerie de moellons pour muret de crête	m <sup>3</sup>	97	15000	1 455 000
3.11	Déblai manuel pour drain de pied	m <sup>3</sup>	146	4000	582 000
3.12	Déblai manuel pour butée de pied	m <sup>3</sup>	146	4000	582 000
3.13	Enrochement à la main pour butée	m <sup>3</sup>	146	10000	1 455 000
3.14	Enrochement à la main pour drain	m <sup>3</sup>	149	10000	1 487 125
	<b>Sous-total-IV</b>				<b>98 389 952</b>
<b>IV</b>	<b>Evacuateurs de crue</b>				
4.1	Déblai aux engins pour bajoyer et déversoir	m <sup>3</sup>	238	4 000	950 162
4.2	Déblai à la main pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	4	4 000	16 000
4.3	Déblai pour du bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	38	4 000	152 000
4.4	Béton de propreté pour bajoyer et déversoir	m <sup>3</sup>	28	50 000	1 397 205
4.5	Béton de propreté sous la fondation du seuil	m <sup>3</sup>	5	50 000	270 000
4.6	Béton armé dosé à 300kg/m <sup>3</sup> pour bajoyers	m <sup>3</sup>	356	140 000	49 807 800
4.7	Béton armé dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour déversoir	m <sup>3</sup>	278	250 000	69 399 660
4.8	Béton ordinaire dosé à 350kg/m <sup>3</sup> pour bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	74	140 000	10 332 000
4.9	Sable sous bassin de dissipation	m <sup>3</sup>	21	12 000	254 400
4.10	Joints Waterstop	ml	102	10 000	1 022 734
4.11	Barbacane pour bassin de dissipation	ml	20	10 000	200 000
4.12	Béton ordinaire pour muret de blocage	m <sup>3</sup>	4	120 000	480 000
4.13	Fourniture et pose de gabions	m <sup>3</sup>	36	30000	1080000
4.14	Démolition du déversoir existant	ff	1		400 000
	<b>Sous-Total-IV-1</b>				<b>135 761 961</b>
<b>V</b>	<b>Diguettes de protection</b>				
5.1	Déblai pour diguette de protection	m <sup>3</sup>	34	4 000	135 000
5.2	Remblai pour diguette de protection	m <sup>3</sup>	225	5 000	1 125 000
5.3	Couronnement des diguettes de protection	m <sup>3</sup>	12	7 000	84 000
5.4	Perré maçonné pour diguette de protection	m <sup>2</sup>	45	11 200	504 000
5.5	Perré sec pour diguette de protection	m <sup>2</sup>	45	6 000	270 000
	<b>Sous-Total-VI</b>				<b>2 118 000</b>
<b>VII</b>	<b>Ouvrages de prise rive gauche</b>				
6.1	Béton de propreté conduite	m <sup>3</sup>	1	50 000	50 000
6.2	Conduite en fonte de 300 mm de diamètre et accessoires	ml	22	300 000	6 450 000
6.3	Béton armé dosé à 300 kg/m <sup>3</sup> pour enrobage conduite	m <sup>3</sup>	4	200 000	717 257

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

6.4	Déblai à la main pour bacs	m <sup>3</sup>	2	4 000	8 488
6.5	Béton de propreté bacs	m <sup>3</sup>	1	70 000	74 270
6.6	Béton armé coulé à plat pour radiers	ml	2	220 000	466 840
6.7	Béton armé coulé en élévation pour voiles et écrans	m <sup>3</sup>	7	220 000	1 524 600
6.8	Vanne papillon Diamètre 300 et accessoires	u	2	1 500 000	3 000 000
6.9	Crépine Diamètre 300 (locale)	u	1	400 000	400 000
	<b>Sous-Total-VII</b>				<b>12 691 455</b>
<b>VII</b>	<b>Dispositif d'auscultation du barrage</b>				
7.1	Echelle limnimétrique par unité de 1,00 m fabriquées en usine	ml	3	100 000	300 000
7.2	Bornage de la limite de plus hautes eaux	ff	1	1 000 000	1 000 000
	<b>Sous total-VIII</b>				<b>1 300 000</b>
<b>VIII</b>	<b>Impacts/Actions environnementales</b>				
8.1	Dégradation de la qualité de l'air (arrosage des voies d'accès)	ff	1	1 000 000	1 000 000
8.2	Renforcement technique des exploitants du barrage sur la protection des berges,	ff	1	3 000 000	3 000 000
8.3	Sensibilisation les populations sur les infections sexuellement transmissibles et maladies hydriques	Séances	10	700 000	7 000 000
8.4	Sensibiliser le personnel sur les risques de pollution et aux mesures de sécurité	Session	2	500 000	1 000 000
8.5	Appui aux comités d'exploitation sur 3 ans	ff	3	1 500 000	4 500 000
8.6	Faire des reboisements de compensation	u	5 000	2 500	12 500 000
8.7	Appuyer l'entretien des plants	ff	3	250 000	750 000
8.8	Surveillance et suivi environnemental	ff	1	5 000 000	5 000 000
					<b>34 750 000</b>
	<b>TOTAL en Hors Taxes =</b>				<b>342 005 631</b>
	<b>T.V.A. =</b>	<b>18%</b>			<b>61 561 014</b>
	<b>TOTAL en T.T.C. =</b>				<b>403 566 645</b>

**ETUDE COMPARATIVE ENTRE 3 TYPES DE DEVERSOIRS (TRAPEZOÏDAL, BLOCS FUSIBLES, PK WEIRS) :  
CAS DU BARRAGE DE TOEMIGHIN, PROVINCE DU ZOUNDWEOGO (BURKINA FASO).**

**Annexe 9 : Pièces graphiques**





- PLAN D'EAU NORMAL
- PLAN DES PLUS HAUTES EAUX
- AXE DU BARRAGE

BURKINA FASO  
COMMUNE DE NOBERE  
VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN  
PLAN TOPOGRAPHIQUE DE LA CUVETTE

Auteur :  
ZIZIEN Ida Suzanne



ECHELLE : 1/4000  
FORMAT : A3

Date : Juillet 2020  
PLAN N° 1

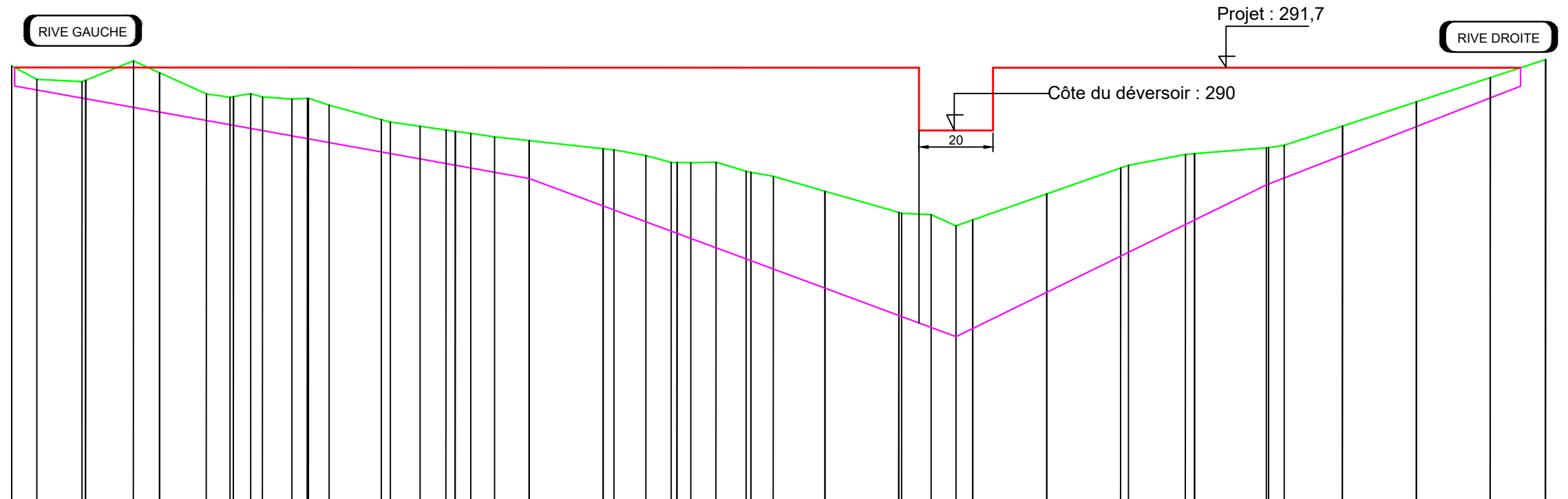


Profil dessiné par Covadis

Profil n°: PL2

Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 280.00 m

Numéro de profils en travers	1	2	3	4	5	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23
Altitudes TN	291.74	291.36	291.56	290.91	290.87	290.29	289.98	289.72	289.50	289.14	288.87	288.36	287.78	287.72	287.64	288.28	288.99	289.54	290.12	290.78	291.43	291.92
Altitudes Projet		290.85	290.49	290.14	289.78	289.42	289.06	288.70	288.36	287.96	287.52	287.04	286.52	286.04	285.52	286.60	287.58	288.55	289.33	290.11	290.88	291.43
Ecart TN - Projet		0.50	1.06	0.78	1.09	0.87	0.92	1.03	1.14	1.18	1.35	1.32	1.26	1.68	1.60	1.08	1.41	1.00	0.79	0.67	0.55	
Distances partielles TN		20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	14.96
Distances cumulées TN	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	120.00	140.00	160.00	180.00	200.00	220.00	240.00	260.00	280.00	300.00	320.00	340.00	360.00	380.00	400.00	414.96
Distances partielles Projet		20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	
Distances cumulées Projet		0.79	20.79	40.79	60.79	80.79	100.79	120.79	140.79	160.79	180.79	200.79	220.79	240.79	260.79	280.79	300.79	320.79	340.79	360.79	380.79	395.75
Pentes et rampes	PENTE L = 139.21 m P = -1.80 %										PENTE L = 115.46 m P = -5.43 %					RAMPE L = 83.96 m P = 7.27 %			RAMPE L = 68.76 m P = 3.88 %			
Alignements droits et courbes	DROITE L = 80.29 m										DROITE L = 334.67 m											

BURKINA FASO  
COMMUNE DE NOBERE  
VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN  
PROFIL EN LONG DE L'AXE DU BARRAGE  
AVEC DEVERSOIR PK-WEIR

Réalisé par ZIZIEN Ida Suzanne



ECHELLE : 1/1400  
FORMAT : A3

Date : Juillet 2020  
PLAN N° 2

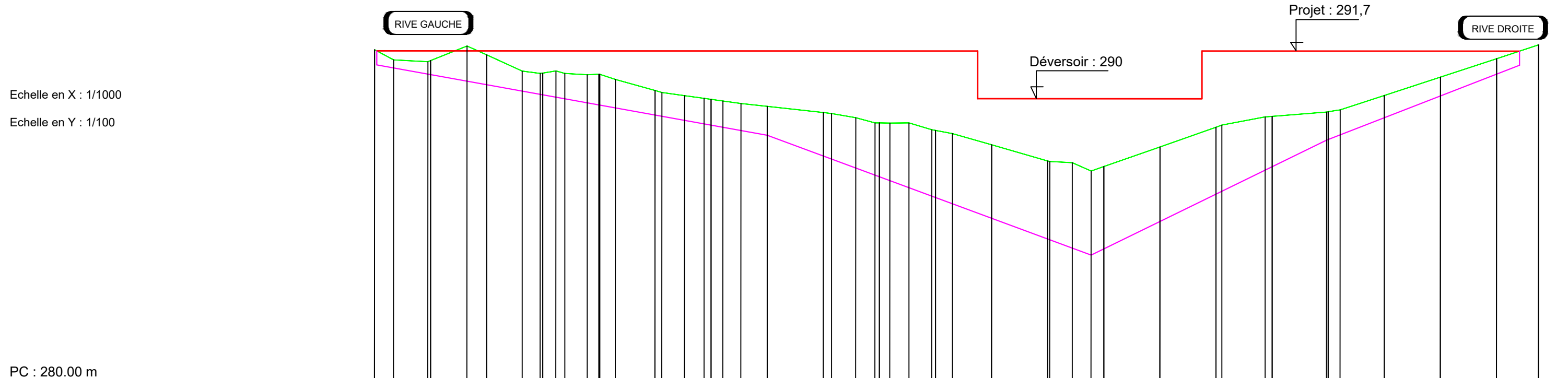


Profil dessiné par Covadis

Profil n°: PL1

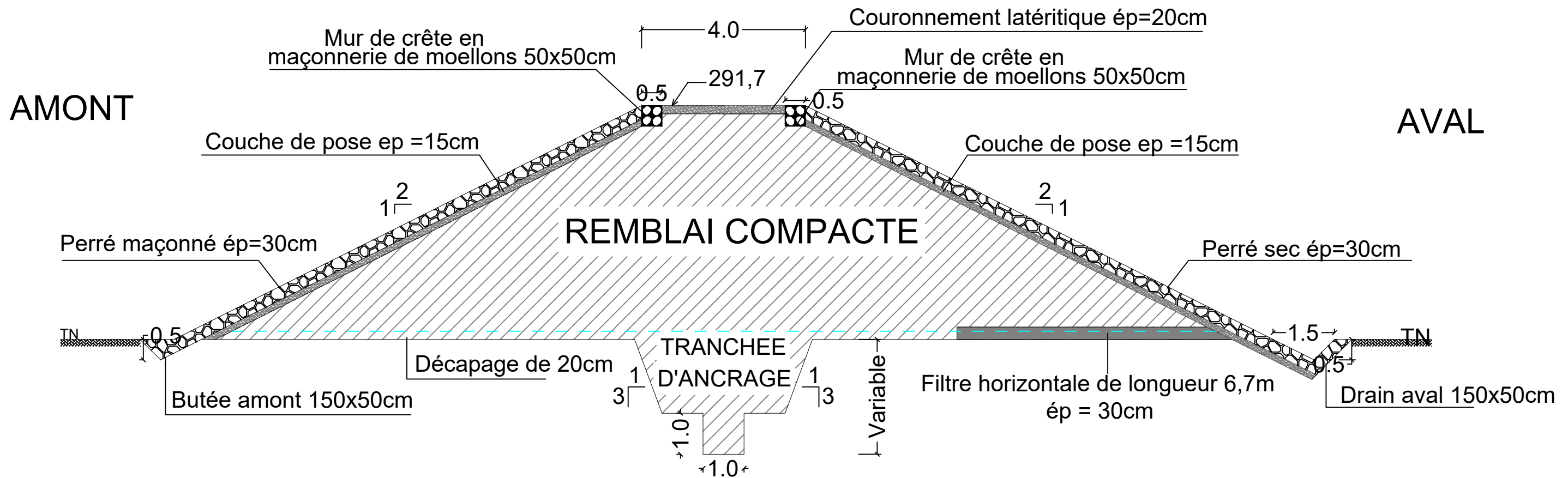
Echelle en X : 1/1000

Echelle en Y : 1/100



PC : 280.00 m

Numéro de profils en travers	1	2	3	4	5	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23			
Altitudes TN	291.74	290.85	291.56	290.91	290.87	289.42	289.98	289.72	289.50	286.52	288.87	284.35	287.79	287.58	284.21	288.99	287.12	289.37	288.54	289.33	290.12	290.78	291.43	291.92	
Altitudes Projet		290.85	290.49	290.14	289.78	289.42	289.06	288.70	288.34	287.98	287.62	287.26	286.90	286.54	286.18	285.82	285.46	285.10	284.74	284.38	284.02	283.66	283.30	282.94	282.58
Ecart TN - Projet		0.50	1.06	0.78	1.09	0.87	0.92	1.03	1.50	2.61	3.43	4.01	4.52	4.83	4.08	3.32	2.26	0.99	0.79	0.67	0.55				
Distances partielles TN		20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	14.96		
Distances cumulées TN	0.00	20.00	40.00	60.00	80.00	100.00	120.00	140.00	160.00	180.00	200.00	220.00	240.00	260.00	280.00	300.00	320.00	340.00	360.00	380.00	400.00	414.96			
Distances partielles Projet		20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00			
Distances cumulées Projet		0.79	20.79	40.79	60.79	80.79	100.79	120.79	140.79	160.79	180.79	200.79	220.79	240.79	260.79	280.79	300.79	320.79	340.79	360.79	380.79				
Pentes et rampes	PENTE L = 139.21 m P = -1.80 %				PENTE L = 115.46 m P = -5.43 %								RAMPE L = 83.96 m P = 7.27 %				RAMPE L = 68.76 m P = 3.88 %								
Alignements droits et courbes	DROITE L = 80.29 m				DROITE L = 334.67 m																				



BURKINA FASO

COMMUNE DE NOBERE

VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN

PROFIL EN TRAVERS DE LA DIGUE

Auteur :

ZIZIEN Ida Suzanne

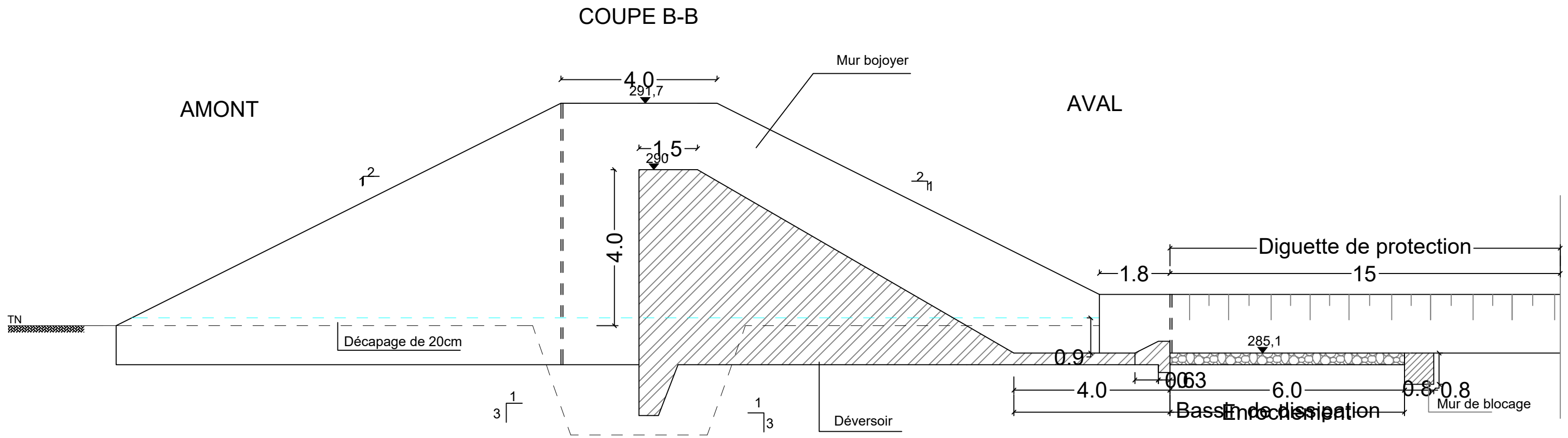


ECHELLE : 1/100

FORMAT : A3

Date : Juillet 2020

PLAN N° 4



BURKINA FASO  
 COMMUNE DE NOBERE  
 VILLAGE DE TOEMIGHIN

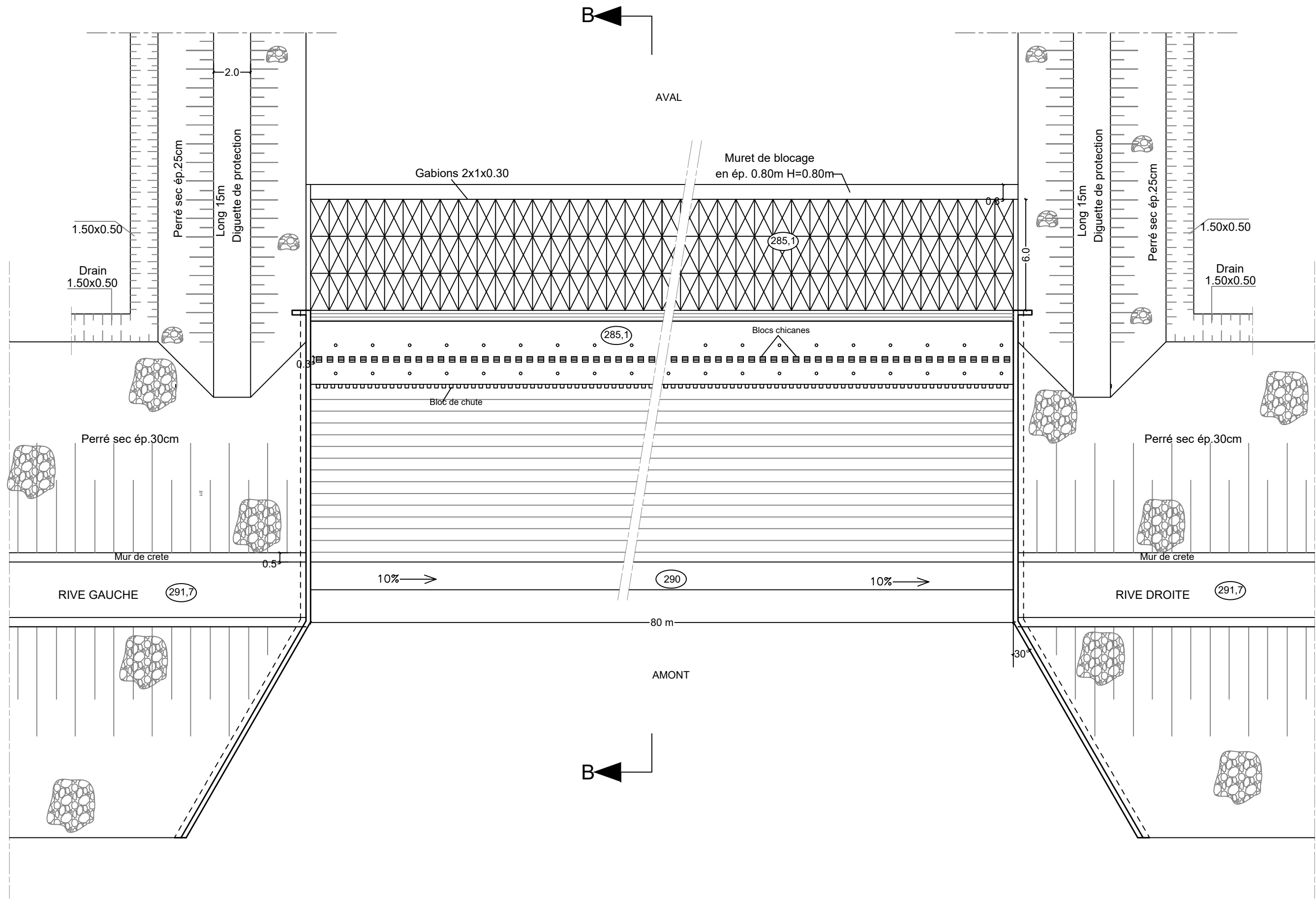
PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN  
 PROFIL EN TRAVERS DEVERSOIR TRAPEZOIDAL

Auteur :  
 ZIZIEN Ida Suzanne



ECHELLE : 1/100  
 FORMAT : A3

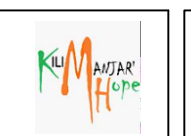
Date : Juillet 2020  
 PLAN N° 5



BURKINA FASO  
 COMMUNE DE NOBERE  
 VILLAGE DE TOEMIGHIN

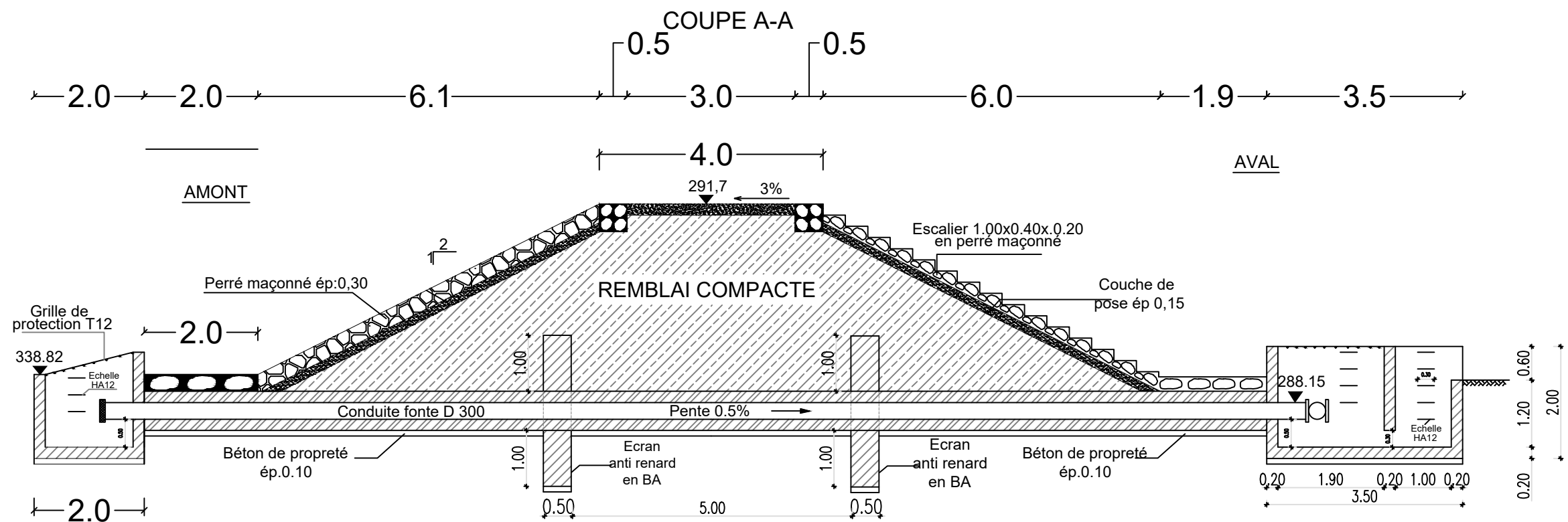
PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN  
 VUE EN PLAN DU DEVERSOIR TRAPEZOIDAL

Auteur :  
 ZIZIEN Ida Suzanne

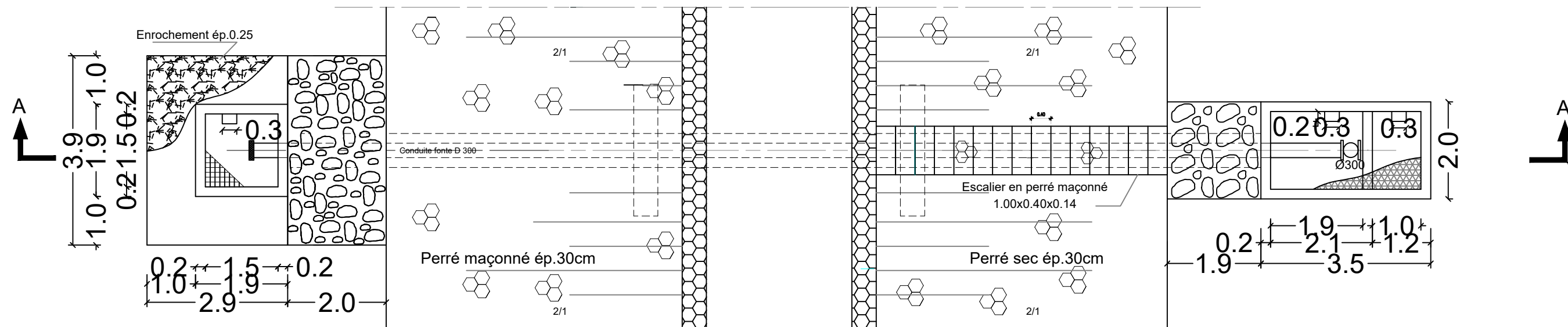


ECHELLE : 1/200  
 FORMAT A3

Date : Juillet 2020  
 PLAN N° 6



VUE EN PLAN



BURKINA FASO

COMMUNE DE NOBERE

VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN

OUVRAGE DE PRISE ET DE VIDANGE

Auteur :

ZIZIEN Ida Suzanne

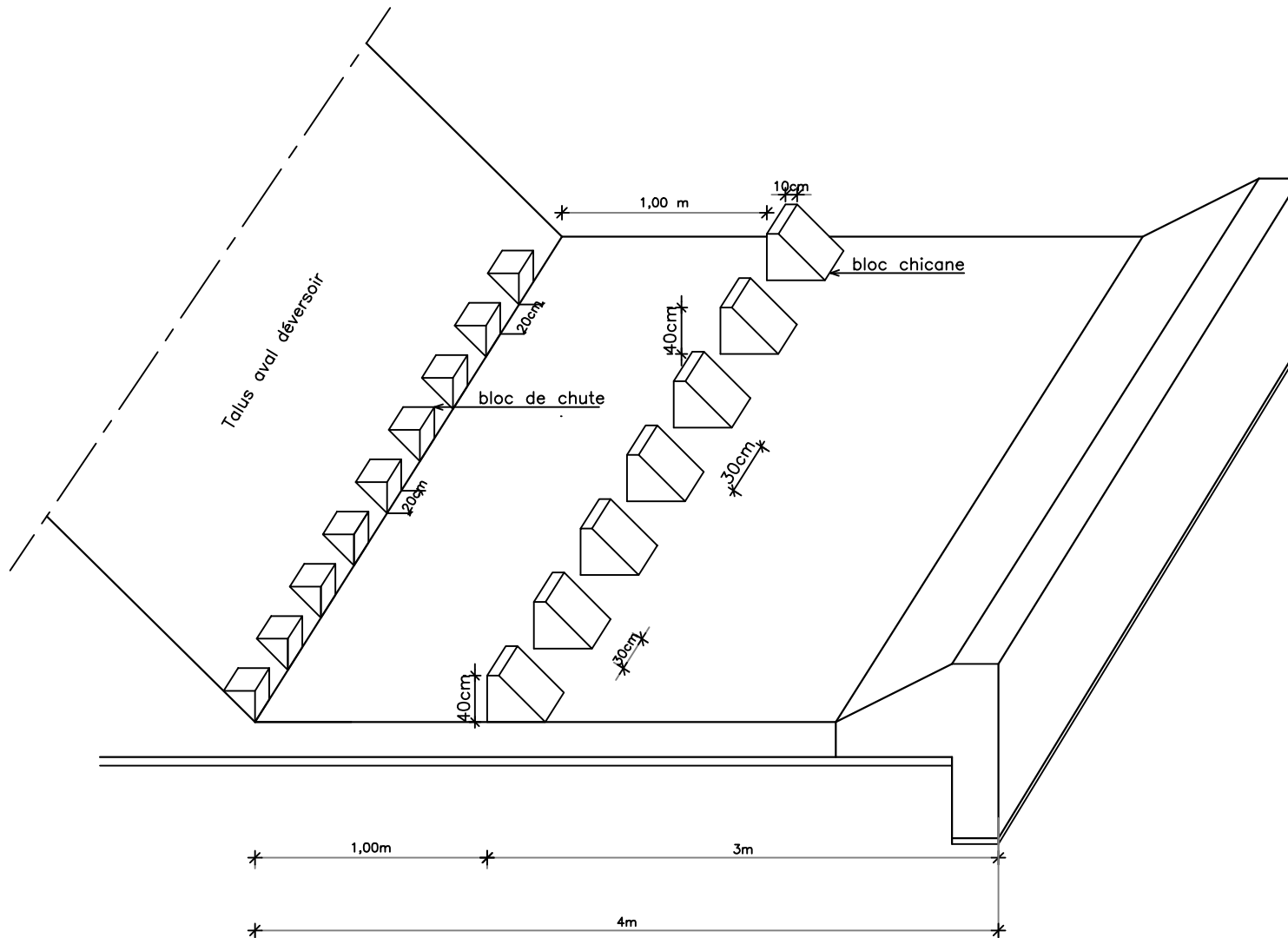


ECHELLE : 1/90

FORMAT A3

Date : Juillet 2020

PLAN N° 7



BURKINA FASO

COMMUNE DE NOBERE

VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN

BASSIN DE DISSIPATION

Réalisé par ZIZIEN Ida Suzanne



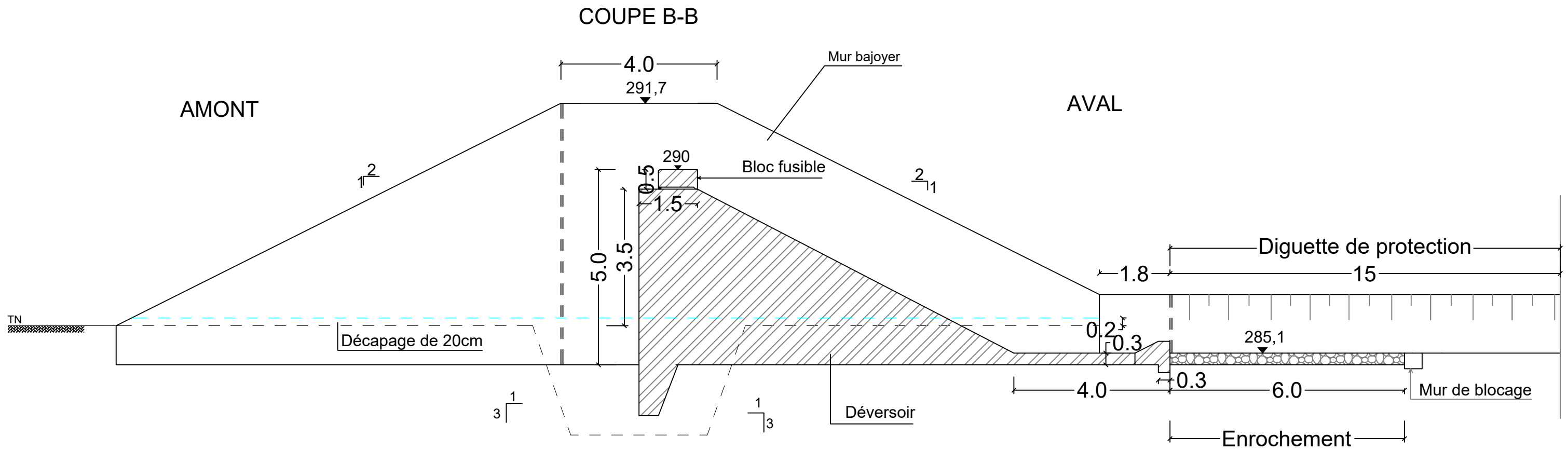
ECHELLE : 1/75

FORMAT : A4

Date : Juillet 2020

PLAN N° 8





BURKINA FASO

COMMUNE DE NOBERE

VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN

PROFIL EN TRAVERS DEVERSOIR EQUIPE  
DE BLOCS FUSIBLES

Auteur :

ZIZIEN Ida Suzanne

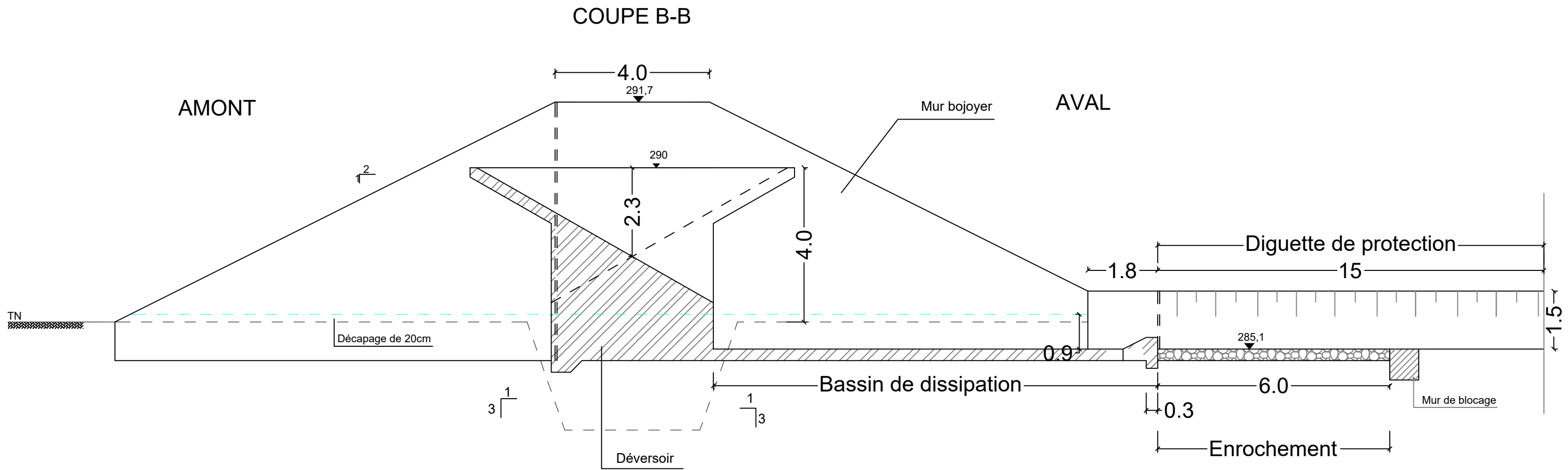


ECHELLE : 1/100

FORMAT : A3

Date : Juillet 2020

PLAN N° 9



BURKINA FASO

COMMUNE DE NOBERE

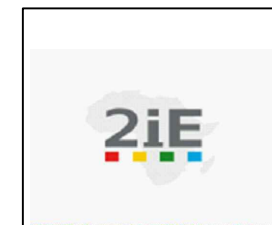
VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN

PROFIL EN TRAVERS DEVERSOIR PK-WEIR

Auteur :

ZIZIEN Ida Suzanne

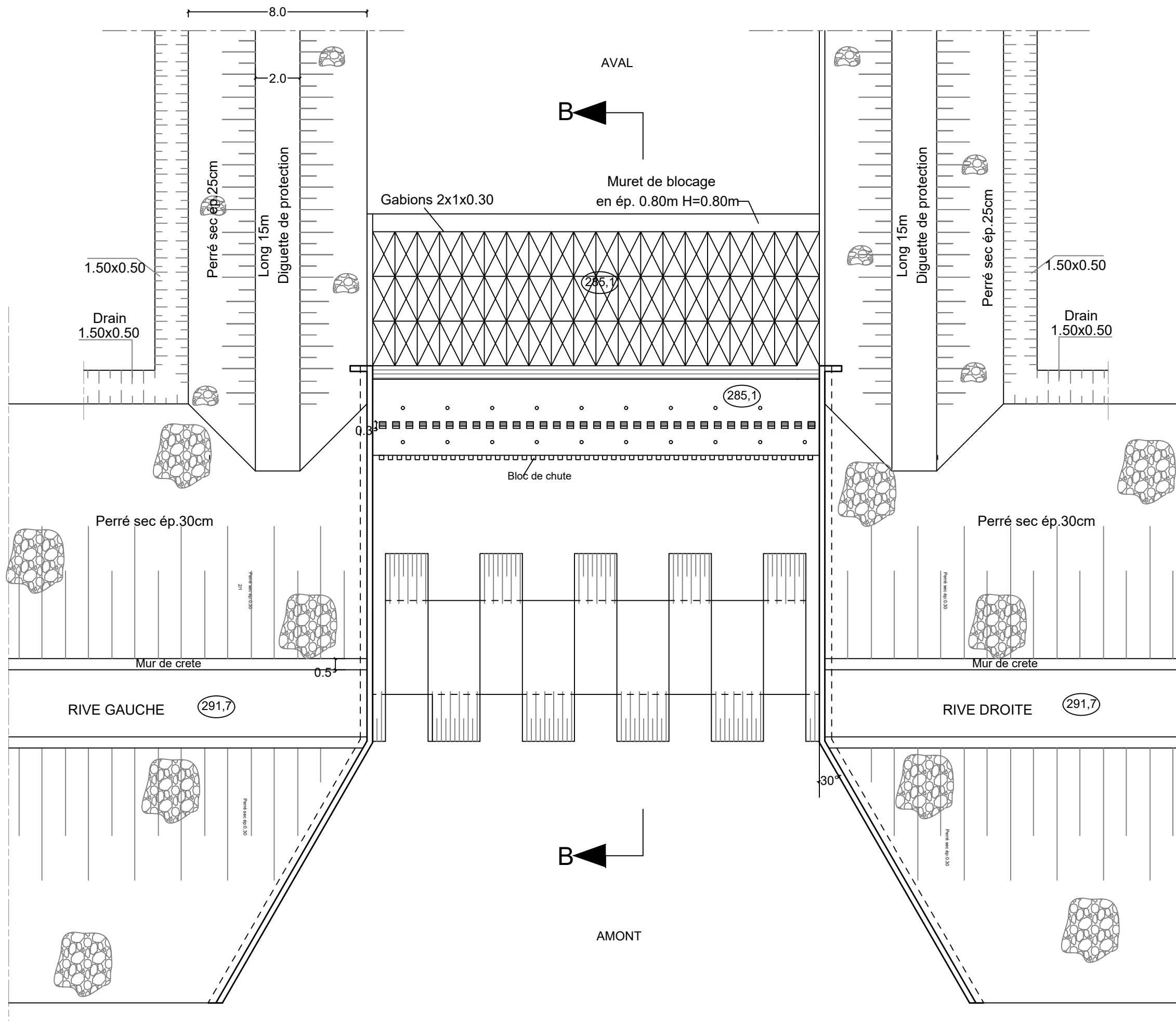


ECHELLE : 1/100

FORMAT : A3

Date : Juillet 2020

PLAN N°10



BURKINA FASO  
 COMMUNE DE NOBERE  
 VILLAGE DE TOEMIGHIN

PLAN D'EXECUTION BARRAGE DE TOEMIGHIN  
 VUE EN PLAN DU DEVERSOIR PK-WEIR

Auteur :  
 ZIZIEN Ida Suzanne



ECHELLE : 1/175  
 FORMAT : A3

Date : Juillet 2020  
 PLAN N° 11