

INSTITUT DES SCIENCES, DES TECHNOLOGIES ET DES ÉTUDES AVANCÉES D'HAÏTI

ISTEAH

ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UN AMÉNAGEMENT HYDRO-ÉLECTRIQUE SUR LES  
RIVIÈRES NON JAUGÉES : CAS DE LA RIVIÈRE DE L'ESTÈRE DANS L'ARTIBONITE

JUD PIERRE

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME DE  
MAÎTRISE EN SCIENCES  
SPÉCIALITÉ : GÉNIE DES RESSOURCES HYDRIQUES

AVRIL 2021

INSTITUT DES SCIENCES, DES TECHNOLOGIES ET DES ÉTUDES AVANCÉES D'HAÏTI

ISTEAH

Ce mémoire intitulé :

ÉTUDE DE FAISABILITÉ D'UN AMÉNAGEMENT HYDRO-ÉLECTRIQUE SUR LES  
RIVIÈRES NON JAUGÉES : CAS DE LA RIVIÈRE DE L'ESTÈRE DANS L'ARTIBONITE

présenté par : PIERRE Jud

en vue de l'obtention de diplôme de : Maîtrise en Sciences

a été dument accepté par le jury d'examen constitué de :

M. VILAIRE Jean-Marie, Ph.D., président

M. FUAMBA Musandji, Ph.D., directeur de recherche et membre

M. RHOZLANE Saïd, Ph.D., membre

Mme TOUSSAINT Félicia, Ph.D., Représentante de la direction des affaires académiques

## **DÉDICACE**

Je dédie ce travail à mon pays, à ma famille, à mes collègues et à mes ami-e-s

## REMERCIEMENTS

J'exprime toute ma gratitude et mes remerciements à mon professeur, mon directeur de mémoire M. Musandji FUAMBA, pour m'avoir fait confiance et qui m'a soutenu quant à la réalisation de ce mémoire.

Je remercie M. Tonino-Joseph NZAKIMUENA, mon professeur, pour ses précieux conseils, pour ses connaissances transmises et ses recommandations.

Je remercie M. Saïd RHOUZLANE, mon professeur, pour ses premiers grains de semence dans les aménagements et structures hydrauliques, ses conseils et sa disponibilité.

Je remercie M. Samuel PIERRE, Président de l'ISTEAH, mon encadreur de fait dans ce travail, merci pour votre temps.

Je tiens à remercier mon épouse, Claire, pour sa compréhension durant ma période de stage.

Un grand merci pour les Affaires Mondiales du Canada pour m'avoir octroyé une bourse de stage pendant neuf (9) mois à Polytechnique de Montréal. Mille mercis à Polytechnique de Montréal pour son accueil et son hospitalité.

A toute la communauté de l'ISTEAH, merci pour l'opportunité et la qualité de l'enseignement.

Enfin, à vous qui prenez le temps de lire ce mémoire, un grand merci !

## RÉSUMÉ

Dans le contexte des changements climatiques, la gestion des ressources en eau s'avère inévitable. Haïti n'a pas de problèmes de ressources mais une mauvaise utilisation en est faite. Le Département de l'Artibonite en particulier, regorge d'eau souterraine mais la population a peu d'accès à l'eau potable de même des milliers de mètres cubes se déversent dans la mer et plusieurs milliers d'hectares restent sans irrigation. Quelques rares communautés rurales ont accès à l'électricité.

Dans le but d'atténuer les impacts dûs aux changements climatiques tout en focalisant sur la particularité des rivières non jaugées, nous avons proposé une étude de faisabilité d'un aménagement hydro-électrique sur la rivière de l'Estère. Elle met l'emphasis sur trois (3) volets : le volet technique permettant de répondre à la question, la solution est-elle techniquement faisable ? Le volet économique pour voir si la solution proposée est économiquement rentable pendant la vie utile de l'ouvrage et en dernier lieu, le volet environnemental et social pour voir si la solution proposée est socialement acceptable et se fait dans le strict respect de l'environnement et dans une faible proportion les lois québécoises sur la sécurité des barrages.

La solution de la variante proposée certes a des limites sur le plan hydrologique et géotechnique mais reste dans la sphère du possible en répondant aux besoins de base comme l'électricité en fournissant 148 GWh avec une puissance installée de 22 MW, de l'eau potable pour 400000 personnes sur 40 ans et de l'irrigation de plus de 6000 hectares sans oublier d'autres effets indirects.

## **ABSTRACT**

In the context of climate change, the management of water resources is inevitable. Haiti does not have resource problems, but they are misused. The Department of Artibonite in particular is abundant with groundwater but the population has little access to drinking water, so thousands of cubic meters flow into the sea and several thousand hectares remain without irrigation. A few rural communities have access to electricity.

In order to mitigate the impacts of climate change while focusing on the particularity of ungauged rivers, we proposed a feasibility study for a hydroelectric development on the Estère River. It emphasizes three (3) components: the technical component to answer the question, is the solution technically feasible? The economic aspect to see if the proposed solution is economically profitable during the useful life of the structure and finally, the environmental and social aspect to see if the proposed solution is socially acceptable and is carried out in strict respect of the environment and in a small proportion, Quebec laws on dam safety.

The solution of the proposed variant certainly has hydrological and geotechnical limits but remains within the sphere of the possible by meeting basic needs such as electricity by providing 148 GWh with an installed capacity of 22 MW, drinking water. for 400,000 people over 40 years and irrigation of more than 6,000 hectares, not to mention other indirect effects.

## TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE .....	iii
REMERCIEMENTS .....	iv
RÉSUMÉ .....	v
ABSTRACT .....	vi
TABLE DES MATIÈRES .....	vii
LISTE DES FIGURES .....	xi
LISTE DES TABLEAUX .....	xiii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS .....	xiv
LISTE DES SYMBOLES .....	xvi
CHAPITRE 1 .....	1
INTRODUCTION.....	1
1.1 Définitions et concepts de base.....	1
1.2 Éléments de la problématique.....	5
1.3 Objectifs de recherche.....	7
1.4 Plan du mémoire.....	8
CHAPITRE 2 .....	9
REVUE DE LA LITTÉRATURE.....	9
2.1 Éléments essentiels dans une étude de faisabilité d'un AHE.....	9
2.2 Étude de faisabilité des AHE similaires en Haïti.....	10
2.3 Étude de faisabilité sur la rivière de l'Estère.....	16
2.3.1 Présentation des outils d'évaluation du potentiel hydro-électrique des rivières non jaugées .....	17
2.3.2 Analyse de la Méthode de Myer ou transfert de données entre bassins versants.....	22
2.4 Critique de la littérature.....	24

CHAPITRE 3 .....	30
DÉTERMINATION DU POTENTIEL HYDRO-ÉLECTRIQUE DES RIVIÈRES NON JAUGÉES .....	30
3.1 Débit d'équipement.....	30
3.2 Débit de la dérivation provisoire.....	34
3.3 Débit des crues extrêmes.....	36
CHAPITRE 4 .....	41
APPLICATION DE L'OUTIL AU CAS D'ÉTUDE.....	41
4.1 Description du site.....	41
4.2 Volet technique.....	42
4.2.1 Étude hydrologique.....	44
4.2.2 Étude topographique .....	49
4.2.3 Études géologique et géotechnique .....	50
4.2.4 Étude de la sécurité et de la stabilité de la structure .....	52
4.2.4.1 <i>Les forces appliquées sur un barrage en remblai</i> .....	52
4.2.5. Étude des besoins : irrigation-eau potable -énergie.....	56
4.2.6 Étude hydraulique et dissipation d'énergie.....	58
4.2.7 Variantes identifiées et choix optimal de la centrale .....	67
4.2.8 Conduites forcées bétonnées en galerie unique avec bifurcation.....	68
4.3 Volet économique.....	70
4.3.3 Échéancier sommaire du projet .....	80
4.4 Volet environnemental et social.....	81
4.4.1 Généralités.....	82
4.4.2 Débit minimum écologique ou réservé .....	84
4.4.3 Impacts sur l'environnement.....	85

4.4.4 Acceptabilité sociale du projet .....	87
4.4.5 Loi Québécoise sur la sécurité des barrages .....	88
CHAPITRE 5 .....	94
CONCLUSION .....	94
5.1 Synthèse des travaux .....	94
5.2 Limitations des travaux .....	96
5.3 Indications de recherche future .....	97
BIBLIOGRAPHIE ET RÉFÉRENCES.....	98
ANNEXES .....	101
ANNEXES-A .....	101
A-1.1 Abaques des turbines .....	101
A-1.3 Critères de stabilité de Gordon.....	102
A-1.4 Calcul de la dérivation provisoire .....	102
A-1.5 Calcul de l'EVC .....	104
A-1.6 Coupe type de l'EVC.....	106
A-1.7 Calcul du système de production.....	106
A-1.8 Dimension du dissipateur à dents.....	119
A-1.9 Les types d'écoulement dans le lit.....	119
A-1.10 Rayon minimal/Energie .....	120
ANNEXES-B .....	123
B-1.1 Détermination du cercle critique .....	123
B-1.2 Débits classés Estère .....	124
B-1.3 Probabilité de dépassement (LogP) .....	125
B-1.4 Probabilité de dépassement (P) .....	125
B-1.5 Corrélation entre les apports mensuels et la variable réduite de la loi Normale .....	126

B-1.6 Période de retour (Log T).....	126
B-1.7 Analyse Fréquentielle avec les lois Normale, LogNormale, Gumbel .....	127
B-1.8 Coût direct des items.....	128
B-1.9 Calcul de la VAN (Québec) .....	129
B-1.10 Calcul de la VAN (Haiti) .....	130

## LISTE DES FIGURES

Figure 1.1	Vue en plan et profil en long type d’AHE .....	2
Figure 2.1	Construction de digues au barrage de Marion.....	11
Figure 2.2	Batardeau sur la rivière Marion.....	12
Figure 2.3	Mise en place des vannes au barrage de Marion .....	12
Figure 2.4	Vue de la rivière de Cavaillon.....	13
Figure 2.5	Choix de turbine pour Saut-Mathurine .....	14
Figure 2.6	Vue extérieure et intérieure du barrage de Péligre .....	15
Figure 2.7	Correspondance entre Gumbel et la méthode du Gradex .....	21
Figure 3.1	Apport mensuel Péligre 1923-1989.....	31
Figure 3.2	Apport mensuel moyen Péligre 1961-1989 .....	32
Figure 3.4	Largeur moyenne de la rivière de 12 à 18 m-profondeur d’écoulement 1,20 m.....	36
Figure 3.5	Parallélisme et proximité entre Péligre et Rivière de l’Estère .....	37
Figure 3.6	Trajectoire des cyclones sur le bassin de l’Artibonite et de l’Estère compris .....	38
Figure 4.1	Positionnement de l’Estère.....	42
Figure 4.2	Débit estimé Estère.....	48
Figure 4.3	Réseau hydrographique au site du barrage projeté.....	50
Figure 4.4	Extrait carte géologique d’Haïti .....	51
Figure 4.5	Extrait de la carte hydrogéologique du site de barrage.....	52
Figure 4.6	Méthode de l’analyse de rupture en cercle.....	54
Figure 4.7	Diagramme des forces agissantes sur le barrage .....	54
Figure 4.8	(Schéma type1). Dérivation provisoire et ouvrages connexes .....	59
Figure 4.9	Coupe des batardeaux et du barrage principal .....	61
Figure 4.10	Principales caractéristiques d’une dérivation provisoire .....	61
Figure 4.11	Profil de la dérivation provisoire .....	62
Figure 4.12	Graphe de la galerie de dérivation économique .....	62
Figure 4.13	Localisation des ouvrages sur le plan topographique .....	63
Figure 4.14	Localisation des ouvrages sur Google Earth.....	64
Figure 4.15	Courbe de capacité de l’évacuateur .....	65
Figure 4.16	Coupe de l’EVC.....	65
Figure 4.17	Courbe des débits classés.....	73

Figure 4.18 Courbe des puissances classées .....	74
Figure 4.19 Courbe de l'énergie cumulée.....	74
Figure 4.20 Courbe de la puissance optimisée des groupes (22,134 MW) .....	75
Figure 4.21 Calcul de la VAN pour un prêt au Québec .....	76
Figure 4.22 Calcul de la VAN pour un prêt en Haïti .....	77
Figure 4.23 Calcul de la VAN pour un prêt intermédiaire .....	79
Figure 4.24 Canevas de suivi environnemental d'Hydro-Québec (1993).....	87

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 Méthodes d'études hydrologiques en fonction des critères d'applicabilité.....	29
Tableau 3.1 Caractéristiques du bassin versant de l'Estère .....	33
Tableau 3.2 Calcul des crues extrêmes Méthodes de Fuller et de Myer .....	35
Tableau 3.3 Mesures des vitesses instantanées sur la rivière de l'Estère .....	36
Tableau 3.4 Crues extrêmes Péligre révisées en 1992 par Coyne et Bellier .....	39
Tableau 4.1 Données sur Estère .....	46
Tableau 4.2 Calcul des crues extrêmes Méthodes de Myer.....	48
Tableau 4.3 Occurrence des cyclones majeurs causant des crues extrêmes .....	48
Tableau 4.4 Profil du terrain naturel de l'EVC .....	66
Tableau 4.5 Comparaison des trois variantes évaluées .....	68
Tableau 4.6 Données de base pour la variante 1 .....	70
Tableau 4.7 Coût sommaire du projet Estère.....	72
Tableau 4.8 Echancier sommaire du projet.....	80
Tableau 4.9 Classe des barrages en fonction de la dangerosité P. ....	90
Tableau 4.10 Niveaux de conséquence de rupture d'un barrage et crue de sécurité (art.21) .....	92
Tableau 4.11 Fréquence des visites de reconnaissance et d'inspection des barrages .....	92

## **LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS**

AACE	Association for the Advancement of Cost Engineering
ADEME	Agence de l'Environnement et de la Maîtrise d'Energie
AHE	Aménagement hydro-électrique
ANARSE	Autorité Nationale de la Réforme du Secteur de l'Energie
BME	Bureau des Mines et de l'Energie
BV	Bassin Versant
CIAT	Comité Interministériel de l'Aménagement du Territoire
CFBR	Comité Français des Barrages et Réservoirs
CFGB	Comité Français des Grands Barrages
CNIGS	Centre National de l'Information Géospatiale
DD	Densité de drainage
DINEPA	Direction Nationale de l'Eau Potable et de l'Assainissement
DINVAI	Diseño, Investigación, Arquitectura asesoria e Ingenieria
DMJ	Dotation moyenne journalière
EDH	Electricité D'Haïti
ERPI	Electric Power Research Institute
EVC	Evacuateur de Crue
FCD	Fonction de non -dépassement
FD	Fonction de dépassement
FDS	Faculté des Sciences
GIEC	Groupe d'Experts intergouvernemental sur l'Evolution du Climat
GTZ	Coopération Technique Allemande
HIMO	Haute Intensité de Main d'Œuvre
ICOLD	International Commission of Large Dams
IDF	Intensité –Durée-Fréquence
IHSI	Institut Haïtien de Statistique et d'informatique

KW	Kilowatt
MARNDR	ministère de l'Agriculture, des Ressources naturelles et du Développement Rural
MW	Megawatt
NPV	Net Positive Value
ODVA	Organisme du Développement de la Vallée de l'Artibonite
OM & R	Coût d'opération, de maintenance et de remplacement
OMS	Organisation Mondiale de la Santé
OPS	Organisation Panaméricaine de la Santé
PCH	Petite Centrale Hydroélectrique
SAEP	Système d'Approvisionnement en Eau Potable
SCS	Soil Conservation Service
TRI	Taux de Rendement Interne
UEH	Université d'Etat d'Haïti
UHM	Unité Hydrométéorologique
USBR	United States Bureau of Reclamation
USD	United States Dollars
VAN	Valeur Actualisée Nette

## LISTE DES SYMBOLES

A	section d'écoulement, surface du bassin versant
a	une constante qui dépend de l'auteur, accélération de l'onde
A <sub>1</sub>	superficie bassin versant jaugé
A <sub>2</sub>	superficie bassin versant non jaugé
b	largeur de la tranche
B	largeur de l'aspirateur
B <sub>n</sub>	Bénéfice annuel à la période n
c	cohésion du sol
C	constante de régulation, coefficient de débit, niveau de conséquence du barrage
Cc	cote en crête ; coût du prêt à la banque/annuité
cfs	cubic feet per seconde
C <sub>n</sub>	Coût annuel à la période n
C <sub>o</sub>	cote de base
d	taux d'actualisation (discount rate)
D	diamètre
D <sub>n</sub>	Dettes annuelles à la période n
e	indice de vide
E	hauteur moyenne de bassin versant, énergie spécifique
F	facteur de sécurité au glissement
f	fréquence
Fr	nombre de Froude
g	accélération de la pesanteur
h	profondeur au-dessous de la surface de sol du point considéré
ha	hectare
Ha	pression atmosphérique (10,33 m au niveau de la mer)
H <sub>b</sub>	hauteur de chute brute

$H_e$	charge spécifique
$h_g$	hauteur des grilles
$h_l$	perte de charge linéaire
$h_{max}$	hauteur d'eau aval maximum
$H_{max}$	pression maximum
$h_{min}$	hauteur d'eau aval minimum
$H_{min}$	pression minimum
$H_n$	hauteur de chute nette
$H_o$	hauteur de chute nette
$h_r$	pression relative
$h_s$	perte de charge singulière
$H_t$	hauteur de submergence
$h_t$	perte de charge totale
$h_v$	hauteur de la vanne
$i$	position de la valeur dans la série, incrémentation, intensité de la pluie, gradient hydraulique, taux d'intérêt de la banque
$K$	coefficient des pertes de charges, constante de Ray.S.Quick
$K_a$	Coefficient de contraction (murs)
$K_m^2$	kilomètre carré
$K_p$	Coefficient de contraction (piliers)
$K_T$	facteur de fréquence
$K_u$	coefficient de dimensionnement de la roue
$L$	longueur du canal, longueur de conduite, largeur de barrage
$L_c$	largeur en crête
$L_d$	largeur à droite
$L_g$	largeur à gauche

$l_g$	largeur des grilles
$l_v$	largeur de la vanne
$m$	mètre, période de remboursement
$m^3/s$	mètre cube par seconde
$N$	composante normale du poids de la tranche, constante de temps
$n$	nombre de valeurs dans la série classée ,nombre d'années, coefficient de Manning, pente
$n_0$	vitesse de rotation
$N_{rs}$	vitesse d'emballlement
$N_s$	vitesse spécifique
$P$	précipitation moyenne annuelle, puissance, poids de la tranche, pelle, dangerosité
$p$	probabilité de dépassement pour le temps de retour $T$ , nombres de paires de pôles
$p_i$	probabilité de dépassement de la $i$ ème valeur dans la série classée
$P_m$	périmètre mouillé
$P_n$	Population future
$P_o$	population actuelle
$Q$	débit moyen du canal, débit d'écoulement
$Q_1$	débit bassin versant jaugé
$Q_2$	débit bassin versant non jaugé
$Q_{equip}$	débit d'équipement
$Q_{etiage}$	débit d'étiage
$Q_{max}$	débit maximum
$Q_{min}$	débit minimum
$Q_{module}$	module de débit spécifique
$Q_{moy}$	débit moyen
$Q_p$	débit de pointe

$Q_T$	débit de crue pour un temps de retour T
R	risque hydrologique, revanche,
r	taux d'accroissement géométrique annuel
Re	nombre de Reynolds
$R_h$	rayon hydraulique
$R_{\min}$	rayon minimal
$R_n$	revenu annuel à la période n
s	écart-type
S	submergence
sq. ft	square feet
$S_r$	couverture rocheuse
St	surcharge totale
t	durée, temps
T	temps de retour
$T'_w$	temps de lancer hydraulique
$T_{\text{aller-retour}}$	temps de l'onde
$T_c$	temps de fermeture des directrices
$t_F$	temps de fermeture des directrices
$T_g$	temps d'ouverture des directrices
$T_h$	temps de lancer hydraulique
$T_m$	temps de lancer mécanique
$T_{\text{ouv}}$	temps ouverture des directrices
u	pression interstitielle
V	vitesse de l'écoulement de l'eau, vulnérabilité
$V_{cr}$	vitesse critique
W	largeur du canal
$\bar{x}$	moyenne des valeurs observées

$x_T$	valeur de x pour la fréquence liée à T
$\bar{y}$	moyenne des valeurs logarithmiques
$y_T$	valeur de y pour la fréquence liée à T
$y_{cr}$	profondeur critique
$\alpha$	angle du talus, ratio des surfaces des bassins versants
$\gamma'$	poids unitaire de sol dénoyé
$\gamma_s$	poids spécifique du sol
$\gamma_w$	poids spécifique de l'eau
$\Delta h_{max}$	pression relative maximale
$\Delta H_{max}$	pression relative maximum
$\Delta h_{min}$	pression minimum en ouverture
$\mu$	coefficient de débit
$\rho$	constante d'Allievi
$\sigma$	pression normale à la surface de cisaillement, indice de cavitation
$\tau$	résistance du sol au cisaillement
$\nu$	viscosité cinématique
$\varphi$	angle de frottement interne

# CHAPITRE 1

## INTRODUCTION

Le monde fait face à de nombreux problèmes en matière d'eau potable vu l'effet des changements climatiques, de la mauvaise utilisation de cette ressource rare et les problèmes d'énergie. Haïti n'est pas exempt de cette pénurie qui s'annonce, le département de l'Artibonite non plus qui est le grenier du pays en terme agricole (Joseph, 2006) ; le deuxième département soit en population et en superficie d'après les dernières données de l'Institut de Statistique et d'Informatique (IHSI ,2020).

Ce mémoire vise comme objectif d'étudier la faisabilité d'une centrale hydroélectrique sur les rivières non jaugées : cas de la Rivière de l'Estère dans le Département de l'Artibonite. Cet aménagement pourrait pallier les problèmes de stockage d'eau pour l'irrigation, de l'eau potable et de l'électricité pour les zones avoisinantes comme Petite Rivière de l'Artibonite, Estère et Desdunes.

L'introduction comprend une entrée en matière, les définitions et les concepts de base, les éléments de la problématique, les objectifs de recherche c'est-à-dire l'objectif principal et les objectifs spécifiques enfin le plan du mémoire.

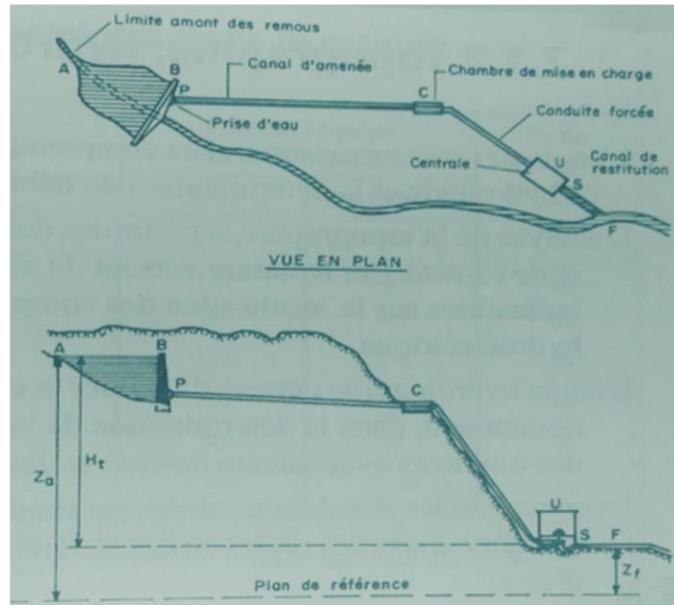
### 1.1 Définitions et concepts de base

Il existe différents types d'aménagements hydroélectriques présentant les uns par rapport aux autres des différences de structure suivant les valeurs des hauteurs de chute et les possibilités d'accumulation d'énergie.

Néanmoins, tous les types d'aménagements comprennent quatre ouvrages :

- \_ ouvrage de retenue (barrage) ;
- \_ ouvrage de prise d'eau ;
- \_ ouvrages de dérivation (canal ou galerie d'amenée et de restitution, conduites forcées) ;

\_ centrale ou usine (équipée de turbines).



Source : Ginocchio et Viollet, 2012

**Figure 1.1** Vue en plan et profil en long type d'AHE

La figure 1.1 représente une vue en plan et un profil en long schématiques d'un aménagement hydroélectrique d'un cours d'eau entre deux sections A et F.

Un barrage B établi en travers du cours d'eau crée un remous, c'est -à- dire une surélévation du plan d'eau au-dessus du niveau naturel. Ce remous s'étend sur une certaine longueur en amont du barrage, au-delà de laquelle le plan d'eau rejoint le niveau naturel (section A).

Un ouvrage de prise d'eau P dérive le débit nécessaire à l'alimentation de l'usine dans un canal d'amenée PC. Ce canal peut être à écoulement libre ou en souterrain.

Le canal d'amenée est relié à une ou plusieurs conduites forcées CU par l'intermédiaire d'une chambre de mise en charge, s'il est à écoulement libre ou par un raccordement direct s'il est à écoulement en charge (au droit de ce raccordement est aménagée une cheminée d'équilibre).

Les conduites forcées amènent le débit dérivé dans les turbines de l'usine U ; dans ces machines, l'énergie hydraulique est transformée en énergie mécanique disponible sur l'arbre.

Le débit sortant des turbines est restitué à la rivière par un canal de fuite ou canal de restitution SF, à l'air libre ou en souterrain. Le niveau de l'eau à l'extrémité aval F de ce canal est le niveau naturel de la surface du cours d'eau. Les Aménagements hydroélectriques ont des caractéristiques fondamentales. La puissance produite par un AHE est fonction de la hauteur de chute, c'est-à-dire de la différence du niveau entre les sections B et S, et du débit dérivé. Les caractéristiques essentielles sont la hauteur de chute nette, la puissance nette, la puissance installée, l'énergie produite, le volume utile, le type de réservoirs (journalier, saisonnier, interannuel), le type d'usines (au fil de l'eau, éclusées, lac).

Pour étudier l'accumulation d'énergie, nous avons classé les aménagements en fonction des possibilités de stockage du réservoir associée à chaque centrale. En fait, les caractéristiques des différents ouvrages d'un aménagement (barrage, canaux de dérivation, conduites forcées, usine, turbines) varient surtout avec la hauteur de chute.

Nous distinguerons, à cet égard, trois catégories d'aménagements : hautes chutes, moyennes chutes, basses chutes.

Les valeurs des hauteurs de chute nette délimitant chacune de ces catégories ne peuvent évidemment être fixées qu'arbitrairement, les valeurs limites sont entre 40 m et 200 m, et la classification suivante sera adoptée :

- \_ Hautes chutes       $H_n > 200 \text{ m}$  ;
- \_ Moyennes chutes     $40 \text{ m} < H_n < 200 \text{ m}$  ;
- \_ Basses chutes       $H_n < 40 \text{ m}$ .

Pour chacun des différents types, nous indiquerons les caractéristiques essentielles des aménagements élémentaires ; nous donnerons ensuite quelques indications sur les groupements d'aménagements qui sont fréquemment réalisées en vue d'aboutir à une meilleure utilisation de l'ensemble des sites disponibles. De plus en plus, l'équipement d'un bassin versant est étudié en tenant compte des diverses utilisations possibles des eaux et non seulement du seul point de vue de la production d'énergie électrique. On est conduit à réaliser des aménagements dits « à buts multiples » (Ginocchio et Viollet, 2012).

Les concepts de base ci-dessous seront très utiles dans les études hydrologiques :

- Débit annuel qui est le débit moyen de l'année
- Débit mensuel qui est le débit moyen du mois
- Débit hebdomadaire qui est le débit moyen par semaine
- Débit journalier qui est le débit moyen du jour
- Débit horaire qui est le débit moyen de l'heure
- Débit instantané qui est le débit mesuré à la seconde
- Débit min/ $Q_{\min}$  qui est le plus petit débit instantané ou débit à l'étiage
- Débit max/ $Q_{\max}$  qui est le plus grand débit instantané ou débit de crue
- Période d'étiage : n jours de faibles débits
- Débit réservé qui est le débit minimal réservé à l'aval
- Module interannuel : moyenne des débits annuels du cours d'eau a la station hydrométrique
- Débit saisonnier qui est le débit moyen par saison (été, hiver, printemps, automne)
- Débit spécifique qui est le débit par unité de surface
- Hydrogramme qui est la courbe des débits en fonction du temps en un point donné
- Débits statistiques qui sont des débits sur des temps de retour de 2 ans ; 5 ans ;10 ans ;20 ans ;40 ans ;60 ans ;100 ans ;500 ans ;1000 ans ;10000 ans...
- Niveaux d'eau qui sont des données obtenues par des limnimètres ou limnigraphes ou d'autres mesures directes avec des flotteurs, capteurs, moulinets), ces données seront utiles pour faire la courbe de tarage et l'établissement du volume d'emménagement du réservoir.
- Débits classés qui sont des débits moyens mensuels ou annuels rangés par ordre croissant ou décroissant en vue de suivre la loi de probabilité la plus proche (Fuamba, 2017).

## 1.2 Éléments de la problématique

Plus d'un milliard d'êtres humains dans le monde seraient privés d'eau potable selon les estimations présentées par les Nations Unies sur l'environnement (Johannesburg, 2002). Quelque 2,2 milliards de personnes n'ont pas accès à des services d'eau potable gérés en toute sécurité (Banque Mondiale, 2020). Haïti n'est pas épargné, car seulement 60 % de sa population a accès à un système d'approvisionnement en eau potable. Le département de l'Artibonite a un accès d'environ 30 % (DINEPA, 2020). Haïti figure sur la liste d'une cinquantaine de pays qui, d'ici 2025, feraient face à une pénurie d'eau si rien n'est fait (Gadelle, 1995). D'après une étude du Ministère de l'Environnement en 2001, les besoins en eau potable de la population haïtienne seraient de 230 millions de m<sup>3</sup> par an à partir de l'année 2015 (Adam, 2001). D'après plusieurs experts, l'eau ne manque pas en Haïti, mais ce serait la mauvaise exploitation des ressources et une répartition inégale sur le territoire qui est source de préoccupation (Gadelle, 1995). Beaucoup de pays utilisent les eaux de surface avant d'utiliser les eaux souterraines notamment la France, la Corée du Sud, la Colombie. Mais, c'est le contraire qui est fait en Haïti. Pourquoi Haïti serait-il dans l'obligation de viser une solution alternative, celle de l'utilisation des eaux de surface dans la consommation humaine afin de contribuer à une solution durable au problème chronique de pénurie d'eau potable ?

L'exploitation des énergies renouvelables en Haïti est quasiment négligeable. Paradoxe pour un pays où le vent souffle presque partout. Alors que le soleil brille à longueur de journée partout dans le pays, il n'existe pas de grand projet d'envergure pour l'énergie solaire, comme vient de le faire la république voisine (Le Nouvelliste, 2017). La demande en énergie est estimée à 76 % pour les résidences, 13 % pour le transport, 9 % pour l'industrie et 2 % pour le reste. Haïti a le tarif horaire au KW le plus élevé dans les Caraïbes (Le Nouvelliste, 2017). Il est demeuré depuis 1991 sans un projet d'hydro-électricité à Délugé jusqu'en 2017 avec le début de la construction du barrage de Marion à Terrier Rouge. L'évaluation du potentiel hydro-électrique non exploité dans le pays totalise 154 MW (BME, 1991).

Gonaïves, comme chef-lieu du département de l'Artibonite, a une centrale thermique de capacité installée de 16 MW qui n'arrive même pas à couvrir les besoins de la ville dépassant les 20 MW (Nouvelliste, 2017). La République voisine a plus d'une vingtaine de barrages, les pays

de l'Afrique font de grands projets en aménagements hydrauliques tandis que Haïti reste derrière sa petite fierté de Péligre qui n'arrive pas satisfaire les attentes de l'ensemble du pays.

En 2012, 86,1 % de l'électricité utilisée en Haïti a été produite à partir de dérivés du pétrole. Et pendant ce temps, la moyenne au niveau des pays de l'Amérique latine et les Caraïbes n'était que de 11,2 %. Les pays tels que le Paraguay (0 %), Trinidad and Tobago (0,3 %), la Colombie (0,6 %), la Bolivie (2 %) et le Brésil (3,5 %) sont parvenus à s'affranchir rapidement du pétrole dans leur production électrique. Pour atténuer en grande partie les impacts de changements climatiques sur l'environnement, éviter donc une augmentation de la température supérieure à 2 degrés Celsius, il s'avère donc urgent d'opérer une transition vers des énergies renouvelables, étant entendu que l'énergie était responsable de 25 % environ des émissions mondiales de gaz à effet de serre en 2010 (GIEC, 2014).

Avec ses 13,9 % d'utilisation d'énergie hydroélectrique, Haïti est largement en deçà de la moyenne régionale qui est de 49,2 % et aux antipodes du Paraguay (100 %), de la Colombie (76,3 %), du Brésil (75,2 %) et du Costa Rica (71,1 %). Alors que le potentiel d'Haïti en hydroélectricité est estimé à 150 MW, l'électricité n'est distribuée qu'à 30 % de la population et n'atteint presque pas les zones rurales.

Chaque jour, plusieurs milliers de mètres cubes d'eau partent vers la mer sans qu'on en tire un moindre profit. L'Organisme de Développement de la Vallée de l'Artibonite (ODVA) ne joue pas son rôle pour réguler le fleuve de l'Artibonite et la rivière de l'Estère pendant que des milliers d'hectares de terres restent sans irrigation, ce qui augmente l'insécurité alimentaire dans le grenier du pays.

Le département de l'Artibonite qui a le grand bassin versant du pays est l'un des plus vulnérables aux inondations, de même que le bassin versant de l'Estère qui prend sa source au sommet de la chaîne des Cahos. Plus d'une vingtaine de cyclones majeurs sont recensés sur plus d'un siècle (Goguel et Barros-Berthet, 1992). Plusieurs cyclones – récemment, Jeanne (2004), Hanna, Fay, Gustav et Ike (2008) – ont dévasté presque tout sur leurs passages. La faible pente de la vallée de l'Artibonite augmente encore sa vulnérabilité.

Près de neuf catastrophes naturelles sur dix dans le monde sont liées à l'eau, causant environ 120 milliards de dollars de dégâts par an. Les risques climatiques associées à l'eau se répercutent

sur les systèmes alimentaires, énergétiques, urbains et environnementaux. Pour parvenir à atteindre les objectifs fixés en matière de lutte contre les changements climatiques et de développement, il est donc indispensable de placer l'eau au cœur de toute stratégie d'adaptation.

Face à tous ces défis majeurs, existe-il une solution multiple ou plusieurs solutions combinées ? D'où l'idée d'entreprendre l'étude de faisabilité d'un aménagement hydroélectrique sur la rivière de l'Estère qui se trouve dans un bassin hydrographique non jaugé dans la perspective de répondre à la question principale suivante : Existe-t-il une solution techniquement faisable, économiquement rentable et socialement acceptable dans le strict respect de l'environnement ?

Pour étudier cette faisabilité dans son intégralité, trois questions secondaires découlent de la question principale à laquelle ce mémoire se donne l'obligation de répondre :

- 1) Quelles études techniques sont nécessaires pour mener à la solution d'un aménagement hydroélectrique capable de répondre au déficit d'énergie pour les villes de l'Estère, de Desdunes et de Petite Rivière de l'Artibonite ?
- 2) La solution technique de la variante choisie parmi les plus prometteuses, est-elle rentable économiquement dans un délai inférieur à la vie utile de l'ouvrage projeté ?
- 3) Quelle démarche d'acceptabilité sociale faut-il adopter pour ce projet dans le strict respect de la protection de l'environnement ?

### **1.3 Objectifs de recherche**

L'objectif principal de ce mémoire est d'étudier la faisabilité technique, s'assurer de la rentabilité économique en envisageant l'implantation d'une centrale hydroélectrique sur cette rivière, sur le modèle des microcentrales québécoises tant juridique que social et dans le strict respect de l'environnement.

Les objectifs spécifiques sont les suivants :

#### a) Volet technique

- Valider l'ensemble des données disponibles (topographiques, géologiques, géotechniques, hydrologiques, etc.) pour s'assurer de la faisabilité technique de l'étude

#### b) Volet économique

-Valider la rentabilité économique des variantes identifiées pour s'assurer de la faisabilité économique du projet

### c) Volet environnemental et social

-Analyser les contraintes liées à l'impact de l'aménagement hydroélectrique sur l'environnement, la qualité de l'eau brute et l'acceptabilité sociale du projet.

## **1.4 Plan du mémoire**

Ce mémoire comprend cinq (5) chapitres dont le deuxième chapitre comprend la revue critique de la littérature.

Nous passons en revue les travaux les plus pertinents sur les aménagements hydroélectriques parmi ceux qui ont un intérêt ainsi que les différents types de barrages, les cas des accidents et de rupture. Des termes clés ont été utilisés en vue de trouver les travaux récents dans ce domaine, les mémoires, thèses et publications scientifiques comme aménagements hydroélectriques, rivière non jaugée, étude de faisabilité, impact environnemental.

Dans le chapitre 3, après une brève description de l'étude de cas de la ville de l'Estère, le développement de la méthodologie pour chaque volet permet de répondre aux objectifs spécifiques. Dans le volet technique, les études hydrologique, topographique, géologique, géotechnique et de stabilité ont été détaillées. Dans le volet économique, la description des coûts directs et indirects, le coût estimatif et l'échéancier sommaire sont présentés, la rentabilité financière et la valeur actualisée nette ont été analysées. Enfin, dans le volet environnemental et social, des mesures d'atténuation ont été prises en vue de diminuer les impacts sur l'environnement et permettre l'acceptabilité sociale du projet.

Dans le chapitre 4, le développement de la variante la plus économique a été présenté avec ses caractéristiques techniques pour donner suite aux comparaisons des autres variantes. Les résultats sont présentés et analysés. Une brève analyse de la loi québécoise sur la sécurité des barrages a été faite en vue de protéger les personnes et les biens face à ces ouvrages qui agissent à long terme sur le milieu ambiant.

Dans le chapitre 5, on fait la conclusion du travail en présentant la synthèse des travaux et en donnant les objectifs atteints, on énumère les limitations des travaux et les indications de recherche future.

Finalement, on présente les références, la bibliographie et les annexes.

## **CHAPITRE 2**

### **REVUE DE LA LITTÉRATURE**

Dans cette revue de la littérature, quatre études ont retenu notre attention. Il s'agit plus particulièrement des études hydrologiques utilisées pour déterminer l'hydraulicité de leurs cours d'eau : l'étude de faisabilité d'un aménagement sur la rivière Momance (Tibeaud, 2013), la révision de crue de projet du barrage de Péligre (Goguel et Barros-Berthet, 1992), l'étude environnementale et de l'ingénierie sociale des microcentrales de Lower Saut-Mathurine et de Cavaillon (AECOM, 2014) , la construction du barrage sur la rivière de Marion au terrier Rouge par la firme cubaine DINVAI en 2020. Toutes ces études seront analysées dans les sections suivantes.

#### **2.1 Éléments essentiels dans une étude de faisabilité d'un AHE**

Tout d'abord, faisons une récapitulation des éléments essentiels dans une étude de faisabilité d'un aménagement hydroélectrique. Selon un document de l'Agence de l'environnement et de la maîtrise de l'énergie (ADEME) sur les petites centrales hydroélectriques (PCH), une étude de faisabilité doit tenir compte des éléments suivants :

- Les études techniques qui comprennent l'évaluation du site, les études hydrologiques, la conception des ouvrages d'emmagasinage, de production, d'évacuation et de transport ;
- Les études environnementales et sociales qui comprennent l'impact sur l'environnement, les milieux physique, naturel et humain, l'acceptabilité sociale et les mesures d'atténuation ;
- Les études économiques et financiers qui comprennent les coûts de construction, l'échéancier sommaire, d'opération et de maintenance, la rentabilité économique sur une période donnée (ADEME, 2020).

De même, l'étude de faisabilité d'une microcentrale dans la commune d'Orus ( vallée du Vicdessos) développée par des étudiants de l'ENSAT et de l'ENSEEIHHT en juin 2007 a été consultée.

- Les études techniques proposées ont été validées avec le logiciel RTEscreen international développé au Canada pour les microcentrales. Elles suivent les mêmes objectifs que ceux de l'ADEME, c'est-à-dire les études hydrologiques, le dimensionnement des ouvrages de production et celui des ouvrages de transport.
- Les études d'impact sur l'environnement ont été abordées au regard de la loi française sur la protection de la nature et de l'environnement en 1976 (L.122-1, L.122-2, L.122-3).
- Les études sur la rentabilité économique d'un projet et l'analyse de la sensibilité ont été bien développés en comparant la valeur actualisée nette (VAN) et le taux de Rendement interne (TRI) (ENSEEIH, 2020).

Néanmoins, l'étude de faisabilité d'un aménagement hydroélectrique sur la rivière de l'Estère a été largement élaborée au regard de la méthodologie développée dans le cours CIV8310 Aménagements et structures hydrauliques de Polytechnique Montréal (Fuamba, 2017) et les documents de conception pour les études sommaires de centrales hydroélectriques en lien avec le système de production préparé par AECOM et Hydro-Québec en assistance à la formation à Polytechnique Montréal (Nzakimuena, 2019).

- Les études techniques qui comprennent les études topographique, géologique, hydrologique et de stabilité, système de production et d'évacuation sont conçues sur le modèle proposé et utilisé par Hydro-Québec et AECOM.
- Les études environnementales et sociales ont été adoptées au regard de la méthode utilisée par AECOM pour l'étude du PNUD pour les microcentrales de Lower Saut Mathurine et Ravine du Sud, la méthode d'ingénierie sociale proposée par la DINEPA, tout en suivant grosso modo le modèle proposé par ADEME.
- Les études de rentabilité économique développées dans cette étude sont basées sur des concepts identiques à ceux utilisés dans le logiciel RETscreen, par Hydro-Québec, qui sont alors adaptés dans la situation d'Haïti et celle des États-Unis pour l'année de conception

## **2.2 Étude de faisabilité des AHE similaires en Haïti**

Depuis l'année 2018, le projet d'aménagement d'une centrale hydroélectrique sur la rivière Marion de Terrier Rouge par la firme Cubaine DINVAI est en cours (Figure 2.1). Cet aménagement

a une hauteur de 27 m et il est construit à une altitude en crête de 70 m, en remblai avec noyau d'argile Il couvre une superficie de 54 ha (0,54 km<sup>2</sup>), et bénéficie d'un apport annuel de 34 millions de mètres cubes d'eau, un volume de 10 millions de mètres cubes (Figure 2.2). Plus de 300000 mètres cubes de fouilles, 100000 mètres cubes d'argile sont utilisés, plus de 6000 mètres cubes de béton, le débit de crue est de 350 m<sup>3</sup>/s, le déversoir a une largeur de 34 m sur 21 m, de pente 20 %, un bassin amortisseur de longueur 21 m. L'aménagement possède trois digues variant d'une hauteur de 1 m à 13 m. Le débit total d'équipement est de 16 m<sup>3</sup>/sec pour deux conduites de diamètre 1,20 m. La charge nette est de 21 m et les pertes d'environ 1 %. La puissance fournie sera de 3 MW. Cet AHE aura plusieurs missions parmi lesquelles : la pisciculture, l'irrigation, l'électricité, l'eau potable et gestion des crues (Le Nouvelliste, 2020). Pour pallier le manque de données hydrologiques nécessaires pourtant pour la conception des ouvrages, une triangulation des données de Cuba, de la République Dominicaine et d'Haïti sur les fréquences des pluies a été utilisée.



Source : visite de la présidence/TNH 2020

**Figure 2.1 Construction de digues au barrage de Marion**



Source : visite de la présidence/TNH 2020

**Figure 2.2 Batardeau sur la rivière Marion**



Source : visite de la présidence/TNH 2020

**Figure 2.3 Mise en place des vannes au barrage de Marion**

Un autre projet reste encore dans les tiroirs. Il s'agit du projet *Artibonite 4C* qui devrait être financé par le Brésil et qui serait construit par la firme chinoise *Hongyan Construction Company Limited* pour plus d'un milliard de gourdes sur 36 à 42 mois sur le Fleuve Artibonite, près de Mirebalais, avec une capacité de 32 MW pouvant irriguer 3500 ha de terres. Ce projet tarde à

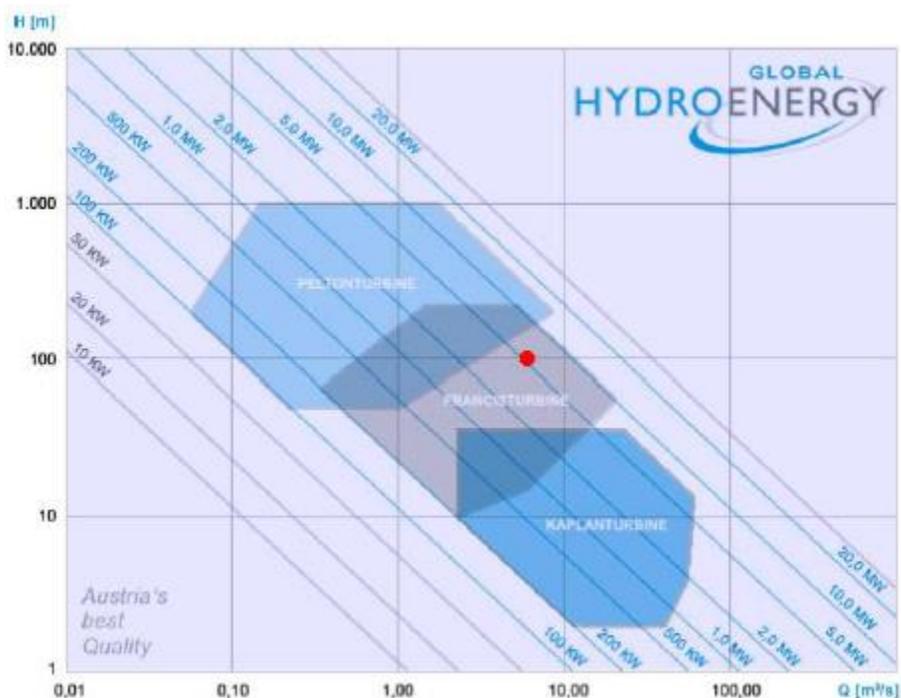
débuter. Ce projet comblerait une production énergétique annuelle de 258,4 GWh, en approvisionnant 230,000 familles et il donnerait de l'énergie à près d'un million de citoyens haïtiens, en plus de créer 700 postes de travail.

L'étude de faisabilité de la microcentrale de Lower Saut-Mathurine et Ravine du sud (AECOM, 2014) de concert avec le PNUD et AECOM a retenu notre attention. Les mêmes problèmes ont été identifiés dont le manque de données sur une grande période. Ces données étaient utilisées à titre indicatif et ne reflètent pas le comportement actuel des cours d'eau. Parmi les méthodes hydrologiques, la méthode SCS et la méthode de l'hydrogramme unitaire ont été utilisées dans le but de déterminer les débits. Le débit de crue centennale trouvé est de l'ordre de  $2000 \text{ m}^3$ , soit trois fois plus que ce que donnent les calculs avec les données disponibles. Ce débit proche des périodes cycloniques a été utilisé pour les calculs des évacuateurs de crue. Pour calculer les débits moyens, le bilan hydrique a été utilisé et, pour les débits classés qui seraient utilisés pour le débit d'équipement, un débit ayant une probabilité de 23,4 % de dépassement a été utilisée pour Cavaillon et 28,9 % du temps de dépassement pour la ravine du sud. Ces pourcentages correspondaient à 300 jours d'écoulement dans les cours d'eau pendant l'année. Ces débits d'équipement étaient très proches des débits moyens.



Source : AECOM 2014

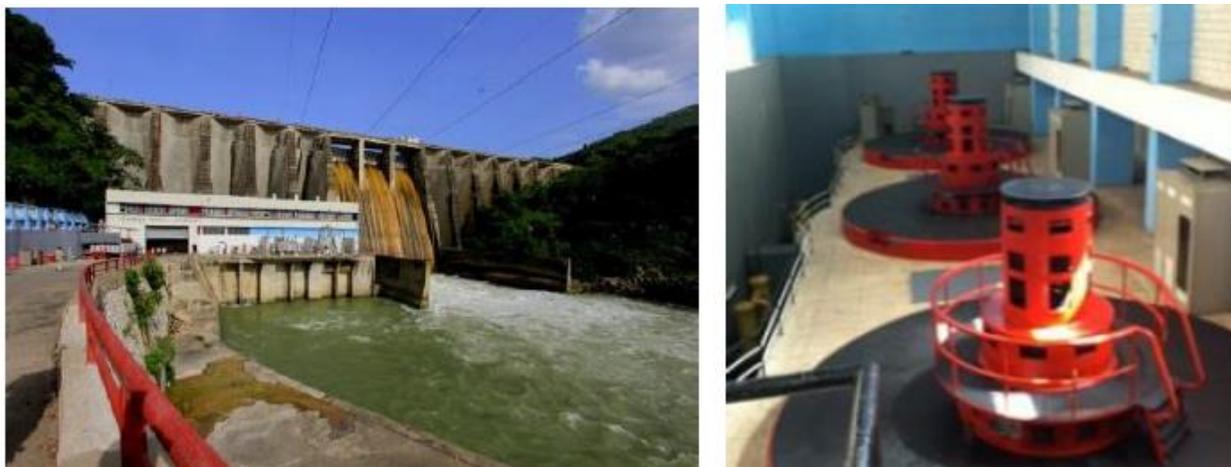
**Figure 2.4 Vue de la rivière de Cavaillon**



Source : Global hydroEnergy/Clara Ruez Bravo, 2014

### Figure 2.5 Choix de turbine pour Saut-Mathurine

Le barrage de Péligré (Figure 2.6) est une pièce maîtresse sur le fleuve Artibonite, avec un bassin versant de 6615 Km<sup>2</sup> et un barrage en béton armé en contreforts de 70 m de hauteur. L'apport annuel moyen en eau varie de 2 à 3 milliards de m<sup>3</sup>, le débit nominal du fleuve est de 1460 m<sup>3</sup>/s. Ce barrage a été initialement conçu pour la gestion des crues et l'irrigation de 28000 ha en 1956. Mais en 1972, une centrale hydroélectrique de trois turbines Francis totalisant 54 MW a été installée, pouvant fournir 250 GWh (Figure 2.6). Vingt (20) ans après la mise en service de ce barrage, soit 1992, la révision de crue a été proposée par la firme Coyne & Bellier après une première étude réalisée par LGL.



Source : Clara Raez Bravo, 2014

**Figure 2.6 Vue extérieure et intérieure du barrage de Péligre**

Plusieurs méthodes d'analyses hydrologiques ont été utilisées dans le cadre de cette révision : la méthode du Gradex, l'hydrogramme unitaire, le transfert des données entre bassins voisins comme Mirebalais et Péligre, avec un ratio des racines carrées surfaces des bassins versants, la méthode de Hershfield pour la pluie maximale probable (PMP) et la méthode de Francou-Rodier qui utilise la double distribution de Gumbel (Francou-Rodier, 1969). Plusieurs stations de jaugeage de la République Dominicaine et de stations de la République d'Haïti ont été utilisées. Avec la fréquence de plusieurs cyclones sur l'île pendant des décennies (août 1909-septembre 1979), des études ont montré la probabilité d'avoir un débit de crue extrême millénaire quatre fois plus élevé que le débit trouvé avec les données des stations. De même, le débit décennal pourrait être de huit fois plus élevé que le débit de 2000 m<sup>3</sup>/s initialement prévu pour le dimensionnement de l'évacuateur de crue (EVC) du barrage de Péligre (Goguel et Barros-Berthet, 1992). Toutes ces considérations montrent qu'il faut manipuler les débits de dimensionnement d'un aménagement hydro-électrique (AHE) sur la rivière de l'Estère avec beaucoup de précautions.

L'étude de faisabilité d'une mini centrale hydroélectrique sur la rivière de Momance dans la ville de Léogane (Tibeaud, 2013) est l'un des projets qui nous a guidé dans certains calculs. Le bassin versant de la rivière est de 330 kilomètres carrés alors que la longueur du cours d'eau est estimée à 53 kilomètres. Un ensemble de données sur 19 ans, de la période 1921-1940, a été utilisé, ce qui montre qu'il y a aussi un manque de données. La méthode rationnelle a été utilisée pour le

calcul du débit moyen qui est autour de  $6 \text{ m}^3/\text{s}$ . Pour le débit d'équipement, il correspond à plus de 300 jours de probabilité de dépassement et est fixé à  $2 \text{ m}^3/\text{s}$ . Pour le calcul des débits de récurrence de temps de retour de 20 ans, 10 ans, 5 ans et, pour les valeurs extrêmes, la loi de Gumbel a été utilisée, ce qui a donné  $235 \text{ m}^3/\text{s}$ . L'étude de faisabilité propose une centrale avec deux turbines Crossflow de 160 KW pour des diamètres de 0,50 m. Une digue de plus de 15 mètres en remblai avec un masque amont en béton a été utilisé sur près de 200 m de longueur. La hauteur de chute nette est de 15,4 m. Un canal trapézoïdal a été utilisé comme canal d'amenée, les conduites forcées ont une longueur de 90 m, un dessableur de longueur 7,57 m et de largeur 2,64 m a été dimensionné. Une chambre de mise en charge a été aussi conçue.

Plusieurs autres AHE ont été proposés par une étude de Hydro-Québec en 2008, de concert avec EDH comme Guayamouc, Dos Bocas, Bassin Bleu, Ti l'Etang, Cazale, Pichon, la Chapelle. D'autres sites pourraient être analysés dans le futur dans les zones suivantes : Limbé, Estère, Port-de-Paix, Saint-Michel de l'Attalaye, Saut d'eau, Hinche. Actuellement, les petites centrales hydroélectriques en province totalisent 8 MW. Dans les dix (10) dernières années, la Faculté des Sciences de l'Université d'Etat d'Haïti (UEH) a reçu plusieurs études de faisabilité d'AHE provenant des étudiants de la section de génie électromécanique comme Cazale, Léogane (Romance), Bassin Bleu (UEH, 2013).

### **2.3 Étude de faisabilité sur la rivière de l'Estère**

Nos recherches bibliographiques montrent qu'il n'y a pas encore eu d'étude pour un aménagement hydroélectrique sur la rivière de l'Estère. Même dans les études d'Hydro-Québec, ce site potentiel n'a pas été signalé, bien qu'ayant le plus grand débit minimal supérieur à l'unité après le fleuve Artibonite. Cela sous-entend qu'il est toujours en écoulement. Très proche du fleuve de l'Artibonite, traversé par les mêmes cyclones et dans la même zone hydrologique, la rivière de l'Estère fait partie de 9 plus grands bassins majeurs d'Haïti ayant, après le fleuve Artibonite, le plus grand bassin versant (CIAT, 2014). Il nous paraît intéressant de penser à la conception d'un aménagement hydro-électrique sur cette rivière. Il existe un mini-barrage (Barrage de Canot) à usage agricole datant de 1950 qui est érigé sur la rivière, près des Verrettes, mais dysfonctionnel et sous-dimensionné pendant cette étude.

### **2.3.1 Présentation des outils d'évaluation du potentiel hydro-électrique des rivières non jaugées**

La méthodologie qui sera adoptée lors de l'analyse de l'étude de cas découle de plusieurs méthodes. Chaque méthode a ses avantages, ses inconvénients et ses limites. Certaines méthodes ne seront pas applicables, vu le type de données disponibles pour le bassin versant de l'Estère, sa superficie et l'hétérogénéité des données. Concevoir un aménagement hydro-électrique nécessite des études hydrologiques sur des données complètes sur plusieurs décennies ; ce qui n'est pas le cas de la rivière de l'Estère. Elle est considérée comme une rivière mal jaugée ; ce qui nous impose d'inventorier plusieurs méthodes pouvant s'adapter à ce type de cas. Dans les paragraphes qui suivent, nous allons présenter ces différentes méthodes et ceci de manière limitée :

- a) La méthode de Fuller (2.1) qui fait appel au temps de retour pour le calcul de débit de pointe instantané avec peu de données observées. cette méthode a donné de bons résultats sur plusieurs bassins versants dans le monde et de plus les lois de Gumbel et de Galton donnent des résultats très proches de Fuller (Rémeniéras,1999).
- b) La méthode de Myer (2.2) faisant intervenir la surface du bassin versant seulement. Le bassin versant à l'étude sera comparé aux deux autres bassins versants semblables ayant des débits spécifiques très proches dont les études hydrologiques ont été analysées et vérifiées dans une étude à Cavaillon par AECOM en 2014 ou des bassins versants similaires en termes d'apports comme Péligne et Mirebalais dont les firmes COB-LGL et Coyne & Bellier ont fait la révision de crue pour le barrage de Péligne.
- c) La méthode de l'analyse fréquentielle (2.3) à (2.10) fait un ajustement de la loi statistique la plus adaptée à notre cas d'étude, c'est-à-dire aux données sur la rivière de l'Estère, après avoir vérifié leur homogénéité, leur indépendance et leur stationnarité (Rémeniéras,1999). La loi normale, la loi de Galton ou log-normale et la loi des valeurs extrêmes de Gumbel ont été utilisées.
- d) La méthode du Gradex (Guillot et Duban,1968), est une approche hydro-pluviométrique simplifiée qui permet d'estimer les débits de crues extrêmes pour des fréquences d'apparitions rares à très rares (temps de retour au-delà de 100 ans). Elle s'applique à des bassins versants de quelques dizaines à plusieurs milliers de kilomètres carrés recevant des pluies uniformes au niveau spatial. Cette méthode (2.11 à 2.18) est basée sur une idée axiale selon laquelle l'exploitation des valeurs de débits ne peut se faire raisonnablement

que de façon parallèle à la courbe des précipitations, puisque nous ne pouvons pas avoir une quantité d'eau ruisselée supérieure à celle tombée comme pluie.

- e) La méthode de Francou-Rodier se base sur la transposition des données du bassin jaugé vers le bassin non jaugé comme pour la méthode de Myer. Pour mieux apprécier les débits de pointe probables sur un bassin versant d'un barrage, il faut également faire appel à une analogie avec d'autres bassins versants similaires et limitrophes. Cette similitude se manifeste surtout au niveau de la morphologie et le régime pluviométrique. La transposition de débits des crues obtenues par ajustement vers le bassin versant de la zone d'étude se fait par la formule de Francou-Rodier (Francou et Rodier, 1969).

#### Méthode de Fuller

$$Q_{max} = Q_{moy} * [1 + 0,8 * \text{Log}_{10}(T)] * (1 + \frac{2,66}{A^{0,3}}) \quad (2.1)$$

Où

T : temps de retour (ans)

A : superficie du bassin versant (km<sup>2</sup>)

Q<sub>moy</sub> : Débit moyen max (m<sup>3</sup>/s)

Q<sub>max</sub> : Débit maximum par rapport au temps de retour (m<sup>3</sup>/s)

#### Méthode de Myer

$$Q_2 = Q_1 * \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^{0,8} \quad 0,5 \leq \left(\frac{A_2}{A_1}\right) \leq 2 \quad (2.2)$$

Où

Q<sub>1</sub> : débit bassin versant jaugé (m<sup>3</sup>/s)

Q<sub>2</sub> : débit bassin versant non jaugé (m<sup>3</sup>/s)

A<sub>1</sub> : superficie bassin versant jaugé (Km<sup>2</sup>)

$A_2$  : superficie bassin versant non jaugé (Km<sup>2</sup>)

### Méthode de l'analyse fréquentielle

Ajustement avec les fonctions de distribution (Loi normale, Loi de Galton ou log-normale, Lois des valeurs extrêmes de Gumbel)

- Expressions de  $K_T$

a) Lois normale et log-normale

$$K_T = Z = \frac{x_T - \bar{x}}{s} \quad (2.3)$$

$$K_T = Z = \frac{y_T - \bar{y}}{s_y} \quad (2.4)$$

$$\text{Posons que } p = \frac{1}{T} \text{ et } w = [\ln(\frac{1}{p^2})]^{\frac{1}{2}} = [\ln(T^2)]^{\frac{1}{2}} \quad (2.5)$$

$$\text{Alors } K_T = w - \frac{2,51517 + 0,802853w + 0,010328w^2}{1 + 1,1432788w + 0,189269w^2 + 0,001308w^3} \quad (2.6)$$

Si  $p > 0,5$ , alors remplacer  $p$  par  $(1-p)$  et dans les calculs, utiliser

$$x_T = \bar{x} - K_T \cdot s \quad (2.7)$$

$$y_T = \bar{y} - K_T \cdot s_y \quad (2.8)$$

$K_T$  : Facteur de fréquence

$x_T$  : valeur de  $x$  pour la fréquence liée à  $T$

$y_T$  : valeur de  $y$  pour la fréquence liée à  $T$

$\bar{x}$  : moyenne des valeurs observées

$\bar{y}$  : moyenne des valeurs logarithmiques

$p$  : probabilité de dépassement pour le temps de retour  $T$

$T$  : temps de retour de l'évènement

$s$  : écart-type

b) Loi des valeurs extrêmes de Gumbel

$$K_T = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \{0,5772 + \ln[\ln(\frac{1}{T-1})]\} \quad (2.9)$$

$$T = \frac{1}{1 - \exp\{-\exp[-(\gamma + \frac{\pi K_T}{\sqrt{6}})]\}} \quad \text{avec } \gamma = 0,5772 \quad (2.10)$$

### Méthode du Gradex

Cette méthode suit la procédure suivante :

- ✓ Détermination du rang r de l'échantillon
- ✓ Calcul de la probabilité de non-dépassement F(x) par la formule de Hazen où

$$F(x) = \frac{r-0.5}{n} \quad (2.11)$$

n : taille de l'échantillon sachant que

$$T = \frac{1}{1-F(x)} \quad (2.12)$$

- ✓ Calcul de la variable réduite de Gumbel

$$U = -\ln(1 - \ln(F(x))) \quad (2.13)$$

- ✓ Détermination du paramètre de position (a) ou Gradex (gradient des valeurs extrêmes) et le paramètre d'échelle b par la méthode des moments,

$$b = s * \frac{\sqrt{6}}{\pi} \quad (2.14)$$

$$a = \bar{x} - b \cdot 0,57721 \quad (2.15)$$

s : écart-type et  $\bar{x}$  : moyenne des valeurs observées

- ✓ Calcul du débit

$$Q_{moy} = b \cdot U + a \quad (2.16)$$

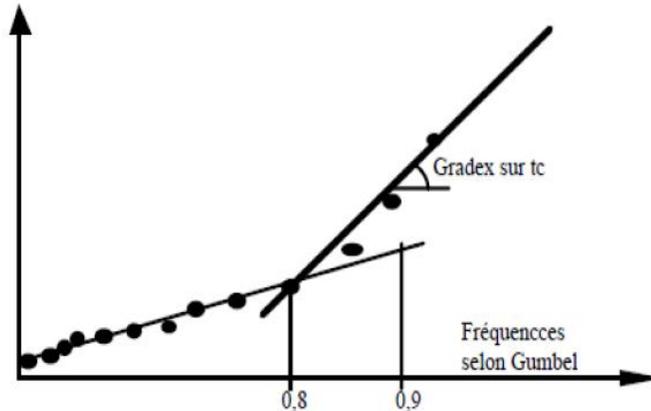
L'unité du débit est convertie à l'unité de pluie en utilisant la surface du bassin versant. Cette opération permet d'exprimer les deux variables par la même unité ; ce qui rend leur association et traitement plus adéquats.

Le passage du débit moyen journalier extrapolée  $Q_{moy}$  au débit de pointe  $Q_p$  se fait par l'intermédiaire du coefficient de pointe  $C_p$ , c'est une opération qui se réalise selon le rapport suivant :

$$Q_p = Cp * Q_{moy} \quad (2.17)$$

Le choix du coefficient de pointe dépend de l'analyse du débit instantané maximum  $Q_{inst}$  et le débit journalier moyen  $Q_{moy}$ , Généralement, le coefficient de pointe où

$$Cp = \frac{Q_{inst}}{Q_{moy}} \quad (2.18)$$



Source : Rhoulane et Aboulassane, 2014

**Figure 2.7 Correspondance entre Gumbel et la méthode du Gradex**

### Méthode de Francou-Rodier

Au départ, on procède au calcul du paramètre K (coefficient de Francou-Rodier), connaissant le débit de crue  $Q_A$  ( $m^3/s$ ) calculé pour une période de retour T, grâce à une étude statistique appliquée aux données observées dans le bassin jaugé de superficie  $S_A$  ( $km^2$ ).

$$K = 10 * \left( 1 - \frac{\ln\left(\frac{Q_A}{10^6}\right)}{\ln\left(\frac{S_A}{10^8}\right)} \right) \quad (2.19)$$

Pour utiliser la valeur de K pour calculer le débit de crue dans le bassin non jaugé de superficie  $S_B$  ( $km^2$ ).

$$Q_p = 10^6 \cdot \left( \frac{S_B}{10^8} \right)^{1-\frac{k}{10}} \quad (2.20)$$

$Q_p$  : débit de pointe au bassin versant non jaugé ( $m^3/s$ )

$S_B$  : superficie du bassin versant non jaugé ( $Km^2$ )

$S_A$  : superficie du bassin versant jaugé ( $Km^2$ )

$K$  : coefficient de Francou-Rodier variant de 0 à 6

$Q_A$  : débit de pointe ( $m^3/s$ ) calculé au bassin versant jaugé pour un temps  $T$

### 2.3.2 Analyse de la Méthode de Myer ou transfert de données entre bassins versants

Comme on peut le constater ci-dessous, l'utilisation de cette formule est flexible, il suffit de préciser les incertitudes sur les coefficients en fonction des régions par exemple la géologie, la topographie semblable et le module spécifique (Piton, 2012). Dans notre cas, la topographie et la géologie sont semblables. Le ratio des superficies ne change pas grand-chose et le débit tend vers la hausse au regard des conditions climatiques comme les cyclones. Le coefficient 0,8 est bien adapté dans notre cas et comparativement avec deux autres méthodes : la méthode de Fuller et la méthode de krigeage qui sont statistiques. La méthode de Myer est plus adaptée et, comme on a des mesures effectuées sur 10 années, cela nous permet de valider les résultats trouvés pour les crues extrêmes avec cette méthode. Autre chose, ces valeurs ont été trouvées en utilisant une station en amont à Mirebalais près du barrage de Péligre qui donne des apports mesurés en exploitation et la station de l'Estère en aval près du site du barrage projeté.

#### Méthode d'interpolation par transfert de bassin

Si on dispose de valeurs connues des  $Q_1$  et  $Q_2$  pour différents bassins  $A_1$  et  $A_2$  et de leurs surfaces de bassins versants respectives, on pourra chercher à redéfinir les valeurs des coefficients  $A_T$  et  $\alpha$  en rapprochant les équations (2.21) et (2.22) :

$$Q_1 = A_T * (A_1)^\alpha \quad (2.21)$$

$$Q_2 = A_T * (A_2)^\alpha \quad (2.22)$$

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \left(\frac{A_1}{A_2}\right)^\alpha \quad (2.23)$$

On peut alors déterminer le  $\alpha$  local.

$$\alpha = \frac{\ln\left(\frac{Q_1}{Q_2}\right)}{\ln\left(\frac{A_1}{A_2}\right)} \quad (2.24)$$

$$A_T = \frac{Q_1}{A_1^\alpha} = \frac{Q_2}{A_2^\alpha} \quad (2.25)$$

Les valeurs obtenues pour  $\alpha$  doivent théoriquement s'approcher des valeurs retenues par la littérature et fournies plus loin.  $A_T$  varie en revanche beaucoup en fonction des régions du monde.

#### Méthode d'extrapolation par transfert de bassin

La même méthode que celle de l'interpolation peut être utilisée pour extrapoler à un bassin versant plus petit ou plus grand. Il faudra simplement se montrer plus prudent, ne jamais hésiter à critiquer ses propres résultats et comparer avec d'autres méthodes existantes.

#### Méthode de comparaison à une station connue par transfert de bassin

Si une seule station de comparaison est disponible, on ne peut recalculer les coefficients locaux. On sera alors amené à reprendre un coefficient tiré de la littérature pour  $\alpha$ , coefficient qui varie le moins entre les différents bassins versants et à caler  $A_T$  sur les données disponibles sur la station connue.

En terme mathématique, cela amène à considérer que :

-Pour l'étiage,  $\alpha \sim 1,2$  et  $A_{\text{étiage}}$  à caler sur une station proche :

$$Q_{\text{étiage}} = A_{\text{étiage}} * A^\alpha \quad (2.26)$$

-Pour le module,  $\alpha \sim 1$  et  $A_{\text{module}} = \text{module spécifique}$ . Seul cas d'application où l'analyse d'un débit spécifique a vraiment du sens :

$$Q_{\text{module}} = A_{\text{module}} * A \quad (2.27)$$

-Pour les crues,  $\alpha \sim 0,7-0,8$  et  $A_T$  à caler sur une station proche :

$$Q_T = A_T * A^\alpha \quad (2.28)$$

En utilisant la formule de Myer, on déterminera le débit du bassin  $A_2$ , que l'on cherche avec les débits caractéristiques du bassin versant  $A_1$  que l'on connaît :

$$Q_2 = Q_1 * \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^\alpha \quad (2.29)$$

Quand une seule station de comparaison est disponible, on se montrera encore plus prudent dans son analyse et tentera de vérifier la validité des ordres de grandeurs avec d'autres méthodes existantes, des archives, etc...

La valeur de alpha pour les crues varie selon les régions, les échantillons et les études :

- La méthode CRUPEDIX, calée dans les années 1980 retenait une valeur de 0,8 ;
- Un travail récent CEMAGREF-ONEMA retient une valeur moyenne de 0,83 sur la France métropolitaine ;
- Des recherches récentes proposent de descendre la valeur de alpha à 0,6 pour la comparaison des crues éclairs du massif des alpes ;
- Sur le bassin versant de l'Ardèche, les mêmes auteurs retiennent une valeur de 0,76 comme pertinente ;
- La méthode SPEED, utilisée par Artelia (anciennement SOGREAH) depuis les années 1990 et toujours actuellement, propose d'utiliser systématiquement une valeur de 0,75 ;
- La valeur de 0,75 semble une valeur qui revient régulièrement, en France comme dans beaucoup d'autres régions du monde (Yémen, Colorado, Nouvelle Calédonie) ;

Ces valeurs de  $\alpha$  sont tirées de l'expérience mais varient légèrement en fonction des spécificités régionales. Si l'on ne dispose que d'une seule station au bassin versant assez proche hydrologiquement pour que la comparaison reste valable, on utilisera les coefficients  $\alpha$  proposés plus haut (Piton, 2012).

## 2.4 Critique de la littérature

Le premier point commun entre toutes les études d'aménagement hydroélectrique en Haïti, c'est l'absence ou le manque de données. Quand les données sont disponibles, pour la plupart elles sont anciennes, pourvues d'erreurs et ne sont pas homogènes. La méthode la plus utilisée est la

méthode de Myer ou méthode de transfert entre bassins similaires ou voisins. Cela montre que cette méthode donne de très bons résultats en général. Mais, il suffit de prendre le bon ratio entre les surfaces des bassins versants. La diversité des méthodes pour l'analyse hydrologique montre que ce domaine d'estimation de débit de crue est riche et le résultat dépend des données disponibles et de la configuration du site d'étude.

Différentes solutions ou méthodes tenant compte du contexte dans lequel s'effectuent notre recherche ont été développées. Dans cette section, nous allons analyser les limites des méthodes revues et leur applicabilité.

La revue des travaux présentés et des méthodes utilisées pour les études hydrologiques des bassins non jaugés a permis de mettre en relief les points essentiels suivants :

- ✚ Pluviométrie du bassin versant
- ✚ Jaugeage de débit dans les cours d'eau
- ✚ Superficie du bassin versant
- ✚ Taille de l'échantillon de données
- ✚ Temps de retour considéré
- ✚ Topographie du bassin versant
- ✚ Couverture végétale du bassin versant

La méthode de Fuller est une méthode empirique datant du début du 20<sup>ème</sup> siècle (Rémenieras, 1999). Elle donne de très bons résultats dans plusieurs bassins versants dans le monde. Elle est l'une des premières méthodes bien qu'anciennes à utiliser le paramètre du temps de retour pour le calcul des débits. De plus, elle donne des résultats très proches de Gumbel et de Galton. Cette méthode utilise aussi la surface du bassin versant sans aucune restriction, le débit moyen de du cours d'eau sur une courte période. Dans cette dernière, le paramètre (a) peut varier en fonction de l'humidité du sol (très aride, aride, humide). Dans notre cas, la valeur  $a=0,8$  dans la formule de Fuller a été la plus adaptée pour le bassin versant de l'Estère. Il y a une autre variante de la méthode de Fuller soit (Fuller II) très utilisée en Afrique plus précisément au Maroc. Mais nous nous contenterons d'utiliser dans cette étude, la formule originale de Fuller. Comparativement avec la méthode de krigeage utilisée par M. Gonel Joseph (Joseph, 2006) dans l'évaluation du potentiel

des ressources en eau d'Haïti, la méthode de Fuller a donné des résultats plus acceptables, ceci en utilisant les mêmes échantillons.

La méthode de Myer est très utilisée dans le monde en se référant à la sous-section précédente présentée sur cette méthode. Cette dernière est un cas particulier de la méthode de transposition entre bassins versants similaires ou limitrophes. La similarité entre bassins versants réside dans le même ratio entre le débit moyen et la superficie du bassin qui est le module de débit. Lorsque deux bassins versants présentent cette caractéristique ce qui est le cas entre le bassin versant de l'Estère et celui de Cavaillon. De même, les bassins versants limitrophes ou voisins comme le bassin versant de Péligre et celui de l'Estère se trouvent dans la même zone hydrologique donc seront traversés par les mêmes périodes cycloniques. C'est ce facteur pertinent qui nous a permis de considérer les données calculées et projetées pour Péligre pour notre bassin versant. C'est la même méthodologie utilisée par les ingénieurs cubains pour le dimensionnement de l'évacuateur du barrage de Marion. Le paramètre  $\alpha$  dans la méthode de Myer varie entre 0,6 et 1,2. Ce paramètre n'est pas le plus difficile à évaluer, suivant plusieurs expériences avec des firmes dans le monde et selon la topographie du bassin versant de l'Estère, la valeur 0,8 pour  $\alpha$  a été choisie. Le rapport entre les superficies des bassins reste le point le plus difficile car il doit se situer la moitié et le double du bassin versant jaugeé. Compte tenu de cette contrainte, une triangulation entre le bassin de Cavaillon et de Péligre a été faite en vue de circonscrire le débit de crue projeté pour le bassin versant de l'Estère.

La méthode de l'analyse fréquentielle est la méthode la plus exigeante en termes de taille de l'échantillon. Pour mieux exploiter cette méthode, on doit avoir des données sur au moins une vingtaine d'années. Par exemple au Québec, par manque de données complètes, une méthode avec une analyse régionale a été proposée en fonction des paramètres hydrologiques. En Haïti, nous ne sommes pas encore à ce stade, où nous caractérisons les bassins versants en zone hydrologique semblable. La méthode de l'analyse fréquentielle classe les données par ordre croissant et leur donnent un certain rang  $r$ . Ce dernier paramètre peut être calculé en utilisant plusieurs formules (Hazen, Weibull, Gringorten, etc...). Dans notre cas, la formule de Weibull a été la mieux adaptée pour l'allure des données. Pour compléter les données, un transfert des données de Péligre sur près de quarante années de données a été utilisé et les résultats trouvés étaient très satisfaisants. Plusieurs lois ont été utilisées pour cette analyse de fréquence, la loi normale, la loi log-normale et la loi de Gumbel (cas des valeurs extrêmes).

La méthode du Gradex est applicable pour les bassins versants dont l'hydrogramme de crue varie de quelques heures à quelques jours et peu importe la superficie du bassin versant (Rhouzlane et Aboulhassane, 2014). Cette méthode utilise la pluviométrie dans un bassin versant pour trouver l'hydrogramme de crue correspondante en utilisant la loi des valeurs extrêmes de Gumbel mais avec une probabilité de dépassement selon la formule de Hazen. Avec des dizaines d'années d'observations, on peut extrapoler la courbe du Gradex avec une pente liée avec le temps de concentration. Quand on s'approche de la saturation du bassin versant, tout accroissement  $dP$  de la précipitation donne une variation  $dQ$  de la lame d'eau ruisselée et qui tend à être égale à  $dP$  (Figure 2.7). Cette méthode n'est pas applicable pour des zones soumises à des événements cycloniques. Cependant, elle a confirmé les valeurs trouvées avec la loi de Gumbel pour la révision de crue de Péligre (Goguel et Barros-Berthet, 1992). Elle est utilisée dans la quasi-totalité des études hydrologiques de barrage.

La méthode de Francou-Rodier est une modification de la méthode d'interpolation entre bassin versant en utilisant le coefficient de Francou-Rodier  $K$  au lieu de  $\alpha$  dans la formule de Myer. Cette modification ressemble avec celle réalisée avec la formule de Manning et Strickler en hydraulique ou entre le diagramme de Moody et la traduction graphique des tables de Colebrook. Le paramètre  $K$  varie de 0 à 6 et dépend du climat et de la topographie. Les valeurs de  $K$  dans la formule de Francou-Rodier a été validée dans la révision de crue de Péligre. Cette méthode dite de courbe enveloppe, les pointes de crues maximales observées dans une région de caractéristiques hydrologiques homogènes sont reportées en fonction de l'aire di bassin versant, permettant de tracer une courbe enveloppe avec les points correspondants. Cette courbe est considérée comme la limite supérieure des points de crues possible pour la région considérée. Dans notre étude, pour des valeurs de  $K = 2$ , la méthode de Francou-Rodier donnerait des valeurs très proches de la méthode de Myer. Pour la révision de crue de Péligre, la méthode de Francou-Rodier a été utilisée mais dans notre cas, la méthode de Myer a été adoptée.

D'une manière générale, la revue de littérature des différentes méthodes utilisées pour les études hydrologiques montrent qu'il y a une richesse. Pour estimer le débit de crue dans un bassin versant non jaugé qui est notre cas d'étude, la tâche s'avère très ardue. Un découpage de la zone hydrologique semblable nous faciliterait les choses mais nous ne sommes pas encore à ce stade. Au regard des données disponibles dans le bassin versant de l'Estère, certaines méthodes ne pouvaient pas être applicables, comme la méthode de Hershfield (pluie maximale probable), la

méthode rationnelle, la méthode de l'hydrogramme unitaire, la méthode de krigeage. Le manque de données sur la pluviométrie, l'évaporation, la température sur une grande période et les périodes creuses trouvées ne nous faciliterait pas l'étude mais avec une triangulation de la méthode de Myer, de Fuller pour les bassins versants de Cavaillon et de Péligne, nous avons pu faire un choix raisonnable pour notre étude sur la rivière de l'Estère. Dans le tableau 2.1, nous résumons les caractéristiques des différentes méthodes et leur applicabilité suivant des paramètres liés à la superficie, temps de retour, précipitation, taille d'échantillon, etc...

**Tableau 2.1 Méthodes d'études hydrologiques en fonction des critères d'applicabilité**

Auteur(s)	Références	Type de méthode	Nom de la méthode	Bassin Versant	Pluviométrie	Temps de retour	Taille de l'échantillon	Jaugeage de débit
Hershfield	(Hershfield,1961)	Probabiliste et empirique	Pluie Maximale Probable	oui	oui	non	oui	non
U.S. Army	(Rémeniéras,1999).	empirique	Rationnelle	non	oui	oui	non	non
Fuller	(Rémeniéras,1999).	empirique	Fuller	oui	non	oui	oui	oui
Sherman	(Rémeniéras,1999).	empirique	Hydrogramme unitaire	oui	non	non	non	non
EDF/IHAS	(Guillot et Duban,1968)	statistique	Gradex	oui	oui	oui	oui	oui
Myer	(Piton, 2012)	géographique	Myer	oui	non	non	non	oui
Francou et Rodier	(Francou et Rodier,1969)	Courbe enveloppe	Francou-Rodier	oui	non	oui	non	oui
Gumbel et Galton	(Fuamba,2017)	statistique	Analyse Fréquentielle	oui	non	oui	oui	oui

## CHAPITRE 3

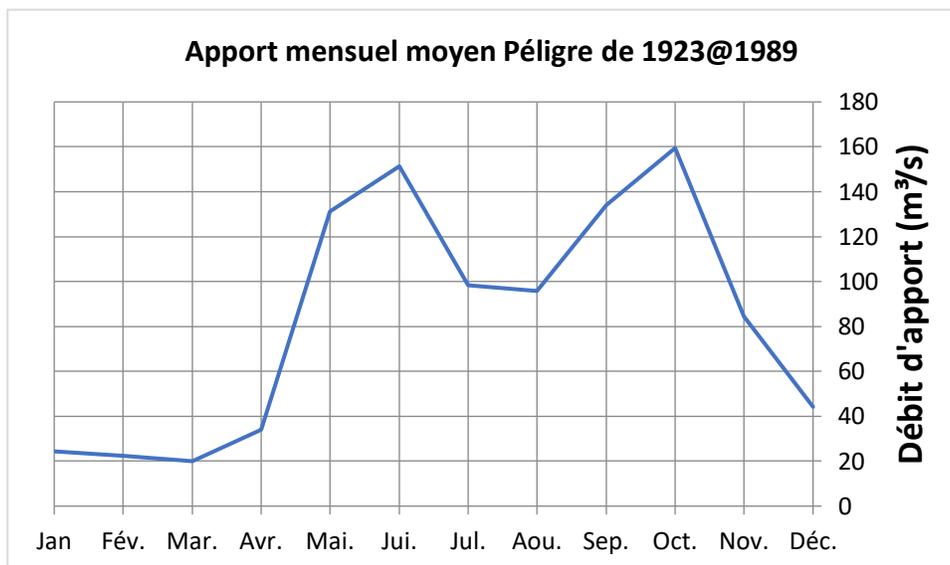
# DÉTERMINATION DU POTENTIEL HYDRO-ÉLECTRIQUE DES RIVIÈRES NON JAUGÉES

Dans un projet d'aménagement hydro-électrique, l'analyse de l'hydraulicité de la rivière une des étapes les plus importantes. On ne peut déterminer ce potentiel hydro-électrique sans mesurer dans des points de jaugeage, les débits journaliers sur une longue période. Le bassin versant de l'Estère se trouve dans cette catégorie de rivières mal jaugées ou de manière péremptoire non jaugées puisque des séries importantes de données sont soit manquantes, soit anciennes. Dans la revue de littérature, on a pu énumérer les différentes méthodes à utiliser pour ce genre de bassin versant mais dans ce chapitre 3, l'accent est mis sur les valeurs quantitative et qualitative de différents débits indispensables pour l'implémentation d'une centrale dans le chapitre 4. Ce chapitre est structuré de la manière suivante : d'abord à la section 3.1 une présentation du débit d'équipement c'est-à-dire le débit qui va faire tourner les turbines, suivi du choix du débit de la dérivation provisoire qui est une phase importante pendant la construction à la section 3.2 et enfin à la section 3.3, le débit des crues extrêmes qui va permettre le dimensionnement des évacuateurs de crue en vue de la sécurité du barrage.

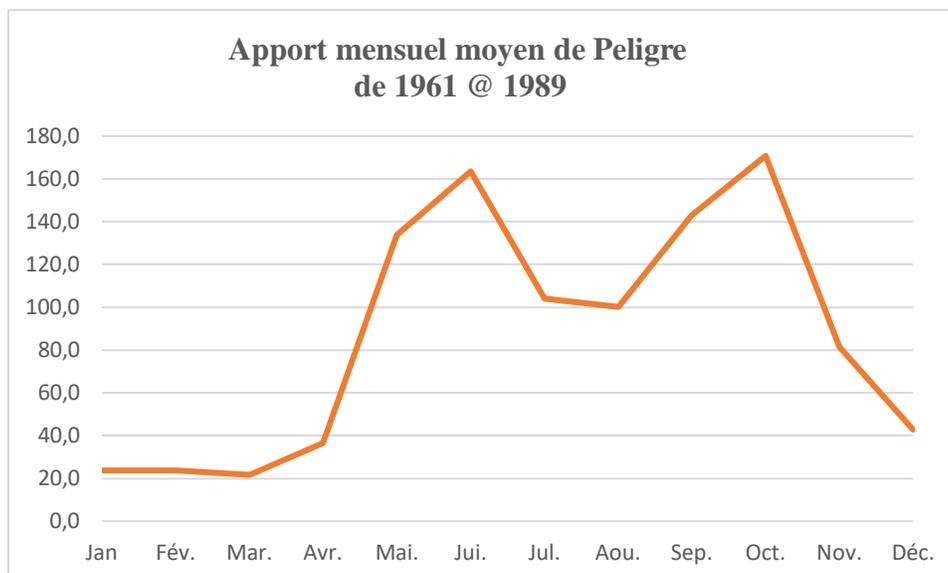
### 3.1 Débit d'équipement

Le débit d'équipement ( $Q_{\text{equip}}$ ) serait le débit d'exploitation ou turbinable à considérer en analysant la courbe des débits classés, obtenus avec les débits journaliers sur plus de 20 années de données soit plus de 7300 valeurs (Fuamba, 2017). Pour les réseaux isolés, le débit d'équipement serait le débit correspondant à une fréquence d'apparition de plus de 300 jours sur l'année, pour les centrales au fil de l'eau, d'après un document sur les petites centrales en France (ADEME, 2003). Étant donné qu'on a seulement 10 années de données sur l'Estère au pont Benoît environ 4 km du site du barrage projeté, on va les valider et les transférer avec les données sur Péligre de 1932-1989, en

faisant une régression avec les données de Péligre et transposer les données sur l'Estère avec une courbe normale. On voit que les deux bassins versants suivent la même loi (Figure 3.1 et Figure 3.2). C'est la première hypothèse qui nous permet de considérer leur similitude (Piton, 2012).



**Figure 3.1 Apport mensuel Péligre 1923-1989**



**Figure 3.2 Apport mensuel moyen Péligre 1961-1989**

La courbe des débits classés est très importante puisqu'elle permet de trouver la probabilité de dépassement pour un tel débit qui est l'hydraulicité de la rivière et l'intensité de l'hydrogramme d'entrée. C'est sur cette courbe que l'on va mettre le débit d'équipement.

En utilisant la formule de Myer ou la méthode de transfert des données entre bassins similaires (Équation 3.1) :

$$Q_2 = Q_1 * \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^{0,8} \quad (3.1)$$

Le ratio des superficies des bassins versants est compris entre 0,5 et 2, pour la puissance n de 0,3 à 1. Généralement, on prend 0,8 (Rémeniéras, 1999). Dans le chapitre 2, on a explicité les autres hypothèses qui a permis le choix de cette méthode et ses limites. Le bassin versant de l'Estère est estimé à  $A_2 = 840 \text{ km}^2$ , le bassin versant de Péligre est estimé à  $A_1 = 6615 \text{ km}^2$  (CIAT, 2014 ; US Army, 1999). Dans les données de Péligre, il y a une période sans données entre 1940 et 1960, la première série de données est sur 19 ans et la deuxième série est sur 27 ans.

Il est plus raisonnable de choisir la deuxième tranche de données dont le débit moyen max est de  $Q_{\text{moymax}}$  pour l'année 1981 de  $Q_1$  ( $376 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Pour le débit moyen annuel et maximal  $Q_1 = 376,5 \text{ m}^3/\text{s}$ , on trouve  $Q_2 = 376,5 * )^{0,8} = 72,24 \text{ m}^3/\text{s}$  qui est très proche du débit moyen annuel

max de **51 m<sup>3</sup>/s** mesuré il y a près d'un siècle (1920). Cinq (5) débits sur 27 sont inférieurs à **30 m<sup>3</sup>/s** ce qui donne un pourcentage de 18,5 % bien que l'on ait un réservoir interannuel, on choisit un débit d'équipement de **39 m<sup>3</sup>/s** soit un facteur d'équipement de 0,95 en considérant les apports transférés de Péligne et les productibles.

De même, on pourrait appliquer la formule américaine établie en 1970 par US Geological Survey, une formule de régression multiple en fonction des caractéristiques du bassin versant, du type de débit (crue, moyen, faible), soit les constantes a, b<sub>i</sub> (i=1, 3, 5, 7) en fonction de la région et de la catégorie de débit (Gupta, 1989). Étant donné que le bassin de l'Estère est similaire avec des zones aux USA (Tableau 3.1), dans les régions de l'Ouest très arides ou moyennement arides, on prend une erreur de 25 % dont la limite est de 33 %. On utilise les quatre (4) paramètres les plus prépondérants qui influencent le débit moyen Q dans l'équation (3.2).

La formule donne :

$$Q = a * (A^{b_1}) * (L^{b_3}) * (E^{b_5}) * (P^{b_7}) \quad (3.2)$$

Avec a = 1,25    b<sub>1</sub> = 0,8    b<sub>5</sub> = 0,3    b<sub>3</sub> = - 0,3    b<sub>7</sub> = 1

A : la surface du bassin versant (sq. miles)

L : la longueur du canal (miles)

E : la hauteur moyenne de bassin versant (ft/100 ft)

P : la précipitation moyenne annuelle (inch)

Q : débit moyen du canal (cfs)

**Tableau 3.1 Caractéristiques du bassin versant de l'Estère**

<b>Bassin versant (A)</b>	840 km <sup>2</sup>	328 square miles
<b>Longueur du canal (L)</b>	32 km	20,24 miles
<b>Précipitation moy. Annuelle (P)</b>	816 mm	32,12 in
<b>Hauteur moyenne du BV (E)</b>	83 m	273 ft

<b>Hauteur moyenne relative BV</b>	83 m/305 m = 0,27	273ft/100 ft = 0,27
<b>Débit moyen (Q<sub>moy</sub>)</b>	<b>24,5 m<sup>3</sup>/s</b>	<b>905,78 cfs</b>

### 3.2 Débit de la dérivation provisoire

Pour les dérivations provisoires, on va prendre un risque de 5 % comme à Hydro-Québec. Lorsque la durée des enregistrements est supérieure à 25 ans, on fait le choix d'une loi de distribution pour calculer les paramètres statistiques comme la moyenne, l'écart-type qui va nous amener au débit de récurrence. Le graphe de la courbe de fréquence sera fonction de la probabilité de dépassement ( $p_i$ ) de la  $i$ -ème valeur dans la série classée en fonction de l'auteur (Hazen, Weibull, Chegodaev, Blom, Tukey, Gringorten, Cunnane) :

$$p_i = \frac{i-a}{n+1-2.a} \quad (3.3)$$

$n$  : le nombre de valeurs dans la série classée

$i$  : la position de cette valeur dans la série

$a$  : une constante qui dépend de l'auteur.

Les différentes lois de distribution sont la loi Normale, la loi Log-Normale ou Galton avec des valeurs réduites de  $K_T$ , les lois des valeurs extrêmes de Gumbel, les lois de Pearson III et Log-Pearson III.

Pour dimensionner la dérivation provisoire, la crue  $T=1$  fois dans 20 ans avec la méthode de Fuller a été utilisée car jugée moyenne entre celui de Gumbel (Tableau 3.2 et Figure 3.3) et de Myer. Soit  $Q = 114 \text{ m}^3/\text{s}$  de même le débit de conception pour le canal d'amenée de la galerie de dérivation provisoire est pris égal à  $Q = 3,3 \text{ m}^3/\text{s}$  en période d'étiage sachant que la rivière est sèche pour la plupart du temps (Tableau 3.3) et (Figure 3.4).

Tableau 3.2 Calcul des crues extrêmes Méthodes de Fuller et de Myer

Méthode de Fuller			Méthode de Myer (transfert de données)			
Temps de retour (ans)	Qmax(T)	BV Estère (840 km <sup>2</sup> )	Temps de retour (ans)	Qmax(T) Péligre (mcs)	Qmax(T) Estère (mcs)	Qconcep (10000 ans+20%)
100000	279,03		100000			
10000	234,39		10000	17200	3300	<b>3960,13</b>
1000	189,74		5000	14900	2859	
100	145,10		1000	9500	1823	
60	135,19		500	7170	1376	
50	131,66		100	1770	340	
40	127,33		50	1610	309	
25	118,22		20	1390	267	
20	<b>113,89</b>		10	1230	236	
10	100,45		5	1060	203	
5	87,01		2	800	153	

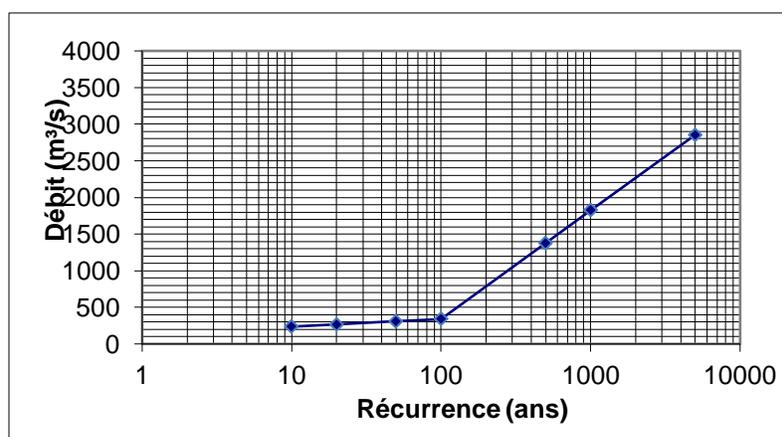


Figure 3.3 Courbe des débits des crues extrêmes - Méthode de Myer

**Tableau 3.3 Mesures des vitesses instantanées sur la rivière de l'Estère**

Mesure	Temps (sec)	Vitesse (m/s)
Mesure1	27	0,3704
Mesure2	27	0,3704
Mesure3	28	0,3571
Mesure4	26	0,3846
Mesure5	27	0,3704
Mesure6	24	0,4167
Mesure7	28	0,3571
<b>Vitesse moyenne</b>	<b>Vmoy</b>	<b>0,3752</b>

**Figure 3.4 Largeur moyenne de la rivière de 12 à 18 m-profondeur d'écoulement 1,20 m**

### 3.3 Débit des crues extrêmes

Le débit des crues extrêmes est l'élément le plus important dans l'étude hydrologique pour les barrages, l'analyse des fréquences est le moyen le plus employé pour estimer ce débit en fonction du temps de retour fixé ou du risque que l'on est prêt à assumer, si on fait un sous dimensionnement des EVC. Étant donné que le nombre de données hydrométriques sur le BV de l'Estère est insuffisant pour faire ces calculs, on a évalué plusieurs méthodes avant de choisir ce débit de projet,

la méthode de Fuller ne donne pas de bons résultats pour le bassin versant de l'Estère (Tableau 3.2), pour un temps de retour supérieur à 100 ans, les valeurs estimées sont de l'ordre de 100 à 300  $\text{m}^3/\text{s}$  ce qui est muni de beaucoup d'incertitudes.

Les données par la méthode de krigeage pour le BV de l'Estère au pont Benoît par (Joseph, 2005) ont été sous-estimés, car prises en aval du barrage de Péligre, en utilisant la méthode de Myer ou méthode de transfert des données sur des bassins versants similaires entre Estère et Cavaillon. Ces bassins ont les mêmes débits spécifiques, pour  $T=100$  ans et 1000 ans respectivement, on a trouvé  $Q = 2524,18 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $3786,27 \text{ m}^3/\text{s}$ . Or l'ajustement des débits extrêmes de Cavaillon a été fait avec les projections de Péligre (AECOM et UNDP, 2014). Le sous-bassin versant de L'Estère étant parallèle et dans le même sillage des cyclones que le sous bassin versant de Péligre, ce transfert est considéré comme justifié (Figure 3.5 et Figure 3.6).

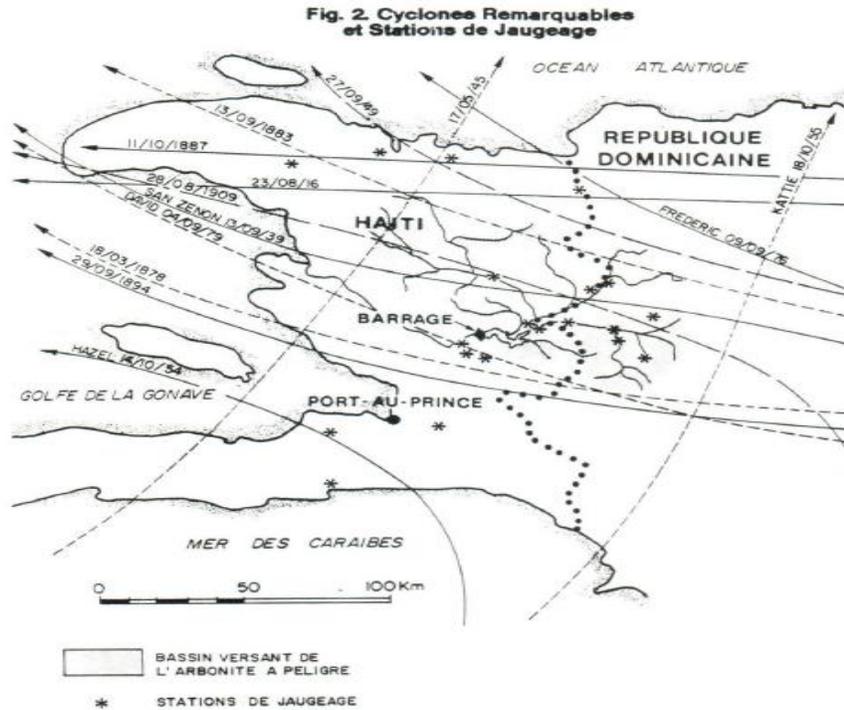


Source : [www.wikipedia.org](http://www.wikipedia.org)

**Figure 3.5 Parallélisme et proximité entre Péligre et Rivière de l'Estère**

En utilisant les données d'exploitation de Péligre sur 46 années (1923-1989), les rapports des études hydrologiques ont révélé un dimensionnement de l'EVC en 1956 pour un débit de crue extrême ( $2000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et un temps de retour  $T=100$  ans. Compte tenu de la fréquence des cyclones (Figure 3.6) dans le bassin versant soit une chaque deux ans, les calculs ont été révisés (Tableau 3.4). Nous adoptons pour  $T=10000$  ans, en utilisant la méthode de Myer, un débit de crue extrême

de  $3300 \text{ m}^3/\text{s}$ . En ajoutant une majoration de 20 % pour la Crue Maximale Probable (CMP), on prend  $Q \text{ conception} = 3960,13 \text{ m}^3/\text{s}$  (Tableau 3.2).



Source : Goguel et Barros-Berthet, 1992

**Figure 3.6 Trajectoire des cyclones sur le bassin de l'Artibonite et de l'Estère compris**

Tableau 3.4 Crues extrêmes Péligre révisées en 1992 par Coyne et Bellier

T (années)	u (variable de Gumbel)	Y1 (Q <sub>dmax</sub> /Me)	Y (Q <sub>dmax</sub> /Me) Péligre	Q <sub>p</sub> (Pe) m <sup>3</sup> /s	K (Coefficient de Francou- Rodier)
2	0,37	1,13	0,97	800	2,59
5	1,50	1,79	1,29	1060	2,88
10	2,25	2,22	1,50	1230	3,04
20	2,97	5,01	1,70	1390	3,17
50	3,90	8,82	1,96	1610	3,31
100	4,60	11,70	2,15	1770	3,41
500	6,21	18,30	8,74	7170	4,87
1000	6,91	21,10	11,60	9500	5,16
5000	8,52	27,70	18,10	14900	5,63
10000	9,21	30,50	21,00	17200	5,78

F(x)  
=

$$p(X \leq x) \quad (3.4)$$

Et la fonction de dépassement (FD) qui est son complémentaire :

$$1-F(x) = P(X > x) \quad (3.5)$$

Avec cette probabilité, on calcule la période de récurrence correspondant aux évènements X supérieurs au niveau x,

$$T = \frac{1}{P(X > x)} = \frac{1}{1-F(x)} \quad (3.6)$$

Cette période de récurrence correspond à un risque hydrologique R qui est la probabilité que, pendant une période donnée, le critère de conception soit dépassé au moins une fois (1, 2, 3 ou n fois). Par exemple, pour un débit de conception d'une crue de 1/100 ans = Q<sub>100</sub>, la probabilité d'apparition de ce débit au cours de la première année est :

$$P(Q > Q_{100}) = 1/T = 1/100 = 0,01 = 1 \% \quad (3.7)$$

La probabilité de non-dépassement est :

$$P(Q \leq Q_{100}) = 1 - P(Q > Q_{100}) = 1 - 1/T = 0,99 = 99 \% \quad (3.8)$$

La probabilité de non-apparition durant (n) années est :

$$p(Q \leq Q_{100} \text{ durant } n \text{ années}) = p^n = (1 - 1/T)^n \quad (3.9)$$

Le risque est le complémentaire de cette probabilité :

$$R=1-p^n = 1- (1-1/T)^n \quad (3.10)$$

Pour  $n = 1$  fois,  $R= 0,01 = 1 \%$ . Dans la pratique, on veut connaître la période de retour d'une crue de conception pour assumer un risque de 1 %, 2,5 %, 5 %, etc.

## **CHAPITRE 4**

### **APPLICATION DE L'OUTIL AU CAS D'ÉTUDE**

L'étude de cas a pour objet l'application des méthodologies pour chaque volet afin d'avoir un AHE techniquement faisable, économiquement rentable, dans le strict respect de l'environnement. La méthodologie est l'ensemble des moyens ou processus que l'on va utiliser pour atteindre les objectifs fixés. Chaque objectif spécifique constitue un volet et, pour chaque volet, une méthodologie sera adoptée. Dans ce chapitre 4, l'accent est mis sur l'application de l'outil développé dans le chapitre 3 au cas d'étude de la rivière de l'Estère. Ce chapitre est structuré de la manière suivante : d'abord nous présentons une description du site projeté, c'est-à-dire la rivière de l'Estère, suivi du volet technique qui englobe l'étude hydrologique, l'étude topographique, l'étude géologique, le dimensionnement des ouvrages connexes. Par la suite, nous abordons le volet économique à la section qui évalue la rentabilité économique du projet et sa valeur actualisée nette. Enfin, nous terminons avec le volet environnement et social du projet qui statue sur les impacts sur l'environnement et les mesures d'atténuation ainsi que de l'acceptabilité sociale du projet.

#### **4.1 Description du site**

La rivière de l'Estère se déverse dans la mer en traversant la ville de l'Estère et la ville de Desdunes mais prend sa source dans les hauteurs près de la ville de Petite Rivière de l'Artibonite. La ville de l'Estère est localisée au cœur de la vallée de l'Artibonite près des villes de Dessalines (Nord'Est, 12km), Desdunes (Ouest, 15 Km) et Petite Rivière de l'Artibonite (Est, 30 Km) et non loin de la ville des Gonaïves vers le Nord à 25 Km. Sa population avoisine 50000 habitants est répartie sur un territoire aussi bien rural qu'urbain de 900 km<sup>2</sup> de superficie.

Estère est la ville-centre d'une vaste région agricole. Le développement économique de la ville gravite autour d'une industrie agroalimentaire, ce qui lui vaut le titre, le grenier du pays. Ses principales cultures sont le riz et les légumes. Plusieurs usines de transformation de riz y sont installées en fournissant des tonnes de riz dans tout le pays chaque semaine.

L'Estère a un système d'approvisionnement en eau potable (SAEP) sous-dimensionné, vers les années 1986, avec une vaste campagne de réhabilitation des réseaux d'eau, la coopération technique allemande (GTZ) a financé la construction d'un système qui alimentait les villes d'Estère

et de Desdunes à travers des kiosques de ventes d'eau avec un réservoir de 300 m<sup>3</sup>, maintenant ce SAEP est dépassé non seulement à cause de la démographie des deux villes, les industries mais aussi de la variation de la consommation moyenne journalière.

La ville de l'Estère n'a pas de centrale électrique. Autrefois, elle était alimentée par la centrale thermique des Gonaïves puis par la centrale de Drouet. Bien que non loin, la ville de Dessalines est alimentée par un système hybride rénové en 2018.

La ville est irriguée par un bras dérivé du fleuve de l'Artibonite au Sud et par la rivière de l'Estère au centre de la ville et sa limite au Nord (Figure 4.1).



Source : [www.mapquest.com/Haïti/Estère](http://www.mapquest.com/Haïti/Estère)

**Figure 4.1 Positionnement de l'Estère**

## 4.2 Volet technique

Dans le volet technique, il y a plusieurs aspects ou études à considérer : l'étude hydrologique, l'étude topographique, les études géologiques et géotechniques, la stabilité de l'ouvrage, les systèmes de production, d'évacuation et de dérivation provisoire. L'étude hydrologique dans un AHE est l'une des plus importantes et primordiales car il faut connaître l'hydraulicité de la rivière pour décider de la faisabilité des structures hydrauliques viables c'est à dire, on doit déterminer le débit disponible par des apports naturels. Les apports naturels sont les précipitations qui conduisent au ruissellement direct et plus tard au débit instantané. La première

chose, il faut avoir une carte hydrographique à une échelle 1/50000<sup>e</sup> de la zone d'étude qui va délimiter le bassin versant topographique (BV). C'est dans ce bassin que se font tous les écoulements de surface provenant de la ligne de partage des eaux vers un exutoire unique en général. La plus grande ligne d'écoulement s'appelle *thalweg* principal. Ensuite, plusieurs caractéristiques du bassin versant sera calculée à savoir :

- La superficie du BV
- La pente moyenne du BV
- Sa densité de drainage (DD)
- Son profil en long
- Sa couverture végétale
- Son réseau hydrographique
- Ses températures (minimum et maximum)
- Ses précipitations
- Son facteur de forme (indice de compacité de Gravélius, rectangle et diamètre équivalents).

On voit que les données hydrographiques et topographiques ont un lien étroit donc la carte topographique est aussi indispensable pour trouver certaines caractéristiques. Pour continuer avec l'étude hydrologique, des données climatologiques sont nécessaires parmi les plus importantes, on a :

1. Les précipitations ponctuelle et spatiale obtenues avec des pluviomètres ou pluviographes au moins sur 25 ans de manière journalière.
2. Les courbes IDF qui donnent les intensités des pluies pour une durée donnée et pour un temps de retour (fréquence d'apparition) à travers des courbes de régression ou avec la formule de Talbot 
$$i = \frac{A}{(B+t)^c}$$
 (A,B,C paramètres régionaux)
3. La neige et les précipitations solides, le cas échéant, on utilise les nivomètres pour les mesures y compris la fonte et le carottage.

4. La température, l'évapotranspiration et l'infiltration qui sont des données importantes intervenant dans le ruissellement direct ou plus généralement dans le bilan hydrique (Fuamba, 2017).

En plus des données climatologiques, il y a des données hydrométriques comme les débits et les niveaux résultant de l'écoulement et mesurées continuellement.

Avant toute utilisation des données hydrologiques, leur analyse et leur validation devraient être faites. Cette analyse a pour objectif de déterminer la qualité et l'homogénéité des données puis reconstituer les données manquantes si elles ne proviennent pas du même événement pluvieux ou échantillon, les compétences et expériences du personnel, les spécificités des instruments de mesure. On pourrait compléter et reconstituer des données manquantes par des analyses statistiques (Chi-2), modèle de régression linéaire simple ou multiple, l'extrapolation et le jugement.

Comme crue de projet, on prendra le cas le plus défavorable où il y aurait pertes de vies humaines ou en cas de rupture correspondant à une fréquence donnée pour un temps de retour  $T$  au moins 1000 ans. En résumé, on doit déterminer les caractéristiques du BV et les différents débits utiles et les courbes de régulation amont/aval. En termes de procédures, si les données sont disponibles, on vérifie s'ils sont consistants, on fait le traitement pour les rendre homogènes le cas échéant, on fait des tests pour les rendre suffisants, on pourrait les compléter par des mesures, de la simulation pour l'analyse finale et les utiliser dans le cas où on n'a pas de données, on fait une génération ou une extrapolation soit analogique soit géographique suivie d'une validation des données.

#### **4.2.1 Étude hydrologique**

Pour faire des études hydrologiques pour un aménagement hydro-électrique, l'historicité des données pluviométriques et hydrométriques est vraiment importante voire indispensable pour connaître l'hydraulicité de la rivière concernée (Fuamba, 2017). Dans notre cas, la rivière de L'Estère dans l'Artibonite ne fait pas exception. En Haïti, la culture de cueillette de données sur des longues périodes fait défaut et dans la plupart des cas, si elles existent sont manquantes, incertaines et anciennes. Toutefois dans le cas de l'Estère, nous avons seulement 10 années de données (1922-1931), réparties en des débits journaliers minimum, moyen et maximum. On le considère comme un bassin versant non jaugeé (Tableau 4.2). Ce nombre de données est insuffisant

si l'on veut faire des projections pour des crues extrêmes avec des temps de retour  $T=20$  ans, 40 ans, 50 ans, 100 ans, 1000 ans voir pour la Crue Maximale Probable (CMP), un temps de retour de 10000 ans (Rémeniéras, 1999). Pour des formules utilisées depuis longtemps et qui donnent de bons résultats comme les lois de Gumbel, Galton, Frechet, Normale, Log-normale etc... Il faut au moins vingt (20) années consécutives de données soit au moins 7300 valeurs pour non seulement caractériser le débit d'équipement à travers la courbe des débits classés mais aussi pour trouver les différentes crues extrêmes (Rémeniéras, 1999). L'objectif c'est de réduire le risque hydrologique le plus bas possible en se basant sur la collecte et l'analyse sur de longues années d'observation et pour protéger les populations avoisinantes, les infrastructures en aval des aménagements hydrauliques (Fuamba, 2017).

Pour remédier à cette problématique, plusieurs méthodes étaient envisageables : la collecte des données sur le terrain en vue compléter et valider les données manquantes, la méthode de Krigeage, la méthode de l'analyse fréquentielle, la méthode de l'hydrogramme unitaire, la méthode de Fuller, la méthode de l'analyse régionale et la méthode de Myer dite la méthode de transfert de données entre bassins similaires ou homologues. Par la suite, cette dernière méthode a été fortement utilisée car elle donne de très bons résultats pour des périodes de retour supérieures à 100 ans (Piton, 2012) et en utilisant les données d'exploitations du barrage de Péligre qui est situé sur le fleuve de l'Artibonite parallèle à la rivière de l'Estère se jetant dans le même bassin versant (Figure 3.5 et Figure 4.2).

Les résultats trouvés en faisant le transfert des données entre ces deux sous bassins versants sont validés par les données prises sur la rivière de l'Estère (Tableau 3.1, Tableau 4.1 et Figure 4.3). Ces deux sous bassins versants (Péligre et Estère) sont traversés par les mêmes cyclones pendant près de 100 ans, de l'est vers l'ouest, causant des pluies diluviennes (Figure 3.6) et (Tableau 4.3). Le site du barrage projeté a une pluviométrie moyenne proche de celle de Mirebalais qui est en aval de Péligre et près de 30 km du site limitrophe de Boucan Carré (Figure 3.5).

**Tableau 4.1 Données sur Estère**

	<b>Données Estère</b>	<b>Q</b>	<b>(mcs)</b>
<b>Année</b>	<b>Moy.</b>	<b>Max</b>	<b>Min</b>
1923	2,79	23,1	0,17
1924	2,74	31,2	0
1925	4,04	29,9	0
1926	2,88	24,1	0,06
1927	0,78	5,1	0,01
1928	4,43	24	0
1929	3,51	30,5	0
1930	3,31	29	0
1931	10,3	51	0
Moy	<b>3,69</b>	<b>26,4</b>	

#### **4.2.1.1 Débit minimal estimé**

Une méthode américaine consiste à considérer la largeur du canal pour une fréquence du débit de plus de 80 % d'occurrence pendant l'année lorsque le débit provient directement de la précipitation c'est à dire le débit minimal  $Q_A$ . Dans les zones alpines des USA qui sont semblables à Estère, la section transversale du canal est silteuse et sablonneuse et, pour une erreur estimée de 28 %, la formule du débit  $Q_A$  est donnée par :

$$Q_A = 64 * W^{1,88} \quad (4.1)$$

où W est la largeur du canal (ft) et  $Q_A$  le débit minimal estimé (acres-ft/an)

$$Q_A = \frac{64 * W^{1,88} * 43560}{365 * 86400} \quad (4.2)$$

$Q_A$  : Débit minimal estimé (cfs)

avec 1 acre = 43560 sq.ft , 1 an = 365 jours et 1 jour = 86400 secondes

Dans notre cas, la largeur de la rivière de l'Estère,  $W_{\text{Estère}} = 18 \text{ m} = 59,22 \text{ ft}$

$$Q_A = 137537,32 \text{ acres-ft/an}$$

$$Q_A = 137537,32 \times 43560 / (365 \times 86400) = 189,98 \text{ cfs}$$

$Q_A = 189,98 \times (0,3^3) = \mathbf{5,13 \text{ m}^3/\text{sec}}$  très proche du débit minimal mesuré à l'Estère au début du mois de Mars 2020, soit  $Q_{\text{min}} = 5,33 \text{ m}^3/\text{sec}$ .

Les débits moyens des  $Q_{\text{moy}}$  annuels et  $Q_{\text{max}}$  annuels sont respectivement de  $3,69 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $26,4 \text{ m}^3/\text{s}$  pour des écarts-types respectivement de  $2,54 \text{ m}^3/\text{s}$  à  $11,7 \text{ m}^3/\text{s}$  de même les débits médians des  $Q_{\text{moy}}$  annuels et  $Q_{\text{max}}$  annuels sont respectivement  $3,09 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $26,6 \text{ m}^3/\text{s}$  (Gonel, 2006). On peut remarquer que la moyenne et la médiane sont très proches. Cela confirme que la série des débits suit la loi Normale ou Gaussienne. Donc, cette série serait cyclique ou périodique compte tenu que les données de l'Estère ont validé les trois hypothèses de base à savoir : l'hypothèse d'indépendance (test de Wald-Wolfowitz, 5 %), l'hypothèse de stationnarité (test de Kendall, 5 %), l'hypothèse d'homogénéité (test de Wilcoxon, 5%) (Gonel, 2005).

#### 4.2.1.2 Débit mesuré

À titre de comparaison, la rivière de l'Estère au droit du Pont de l'Estère sur la route Nationale # 1 fait une largeur moyenne de 12 m à 18 m pour une profondeur moyenne de 1,2 m (saison sèche) et une vitesse minimale d'écoulement de 0.37 m/s pendant plus de 80 % des jours de l'année sans inclure les jours de crue, soit les mesures in situ 2 (Tableau 3.3 et Figure 3.4). De même, le débit  $Q$  d'un canal est le produit de la vitesse par la section d'écoulement. Cela fait environ un débit minimal de  $5,33 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$Q = V * A \quad (4.3)$$

$V$  : vitesse de l'écoulement de l'eau (m/s)

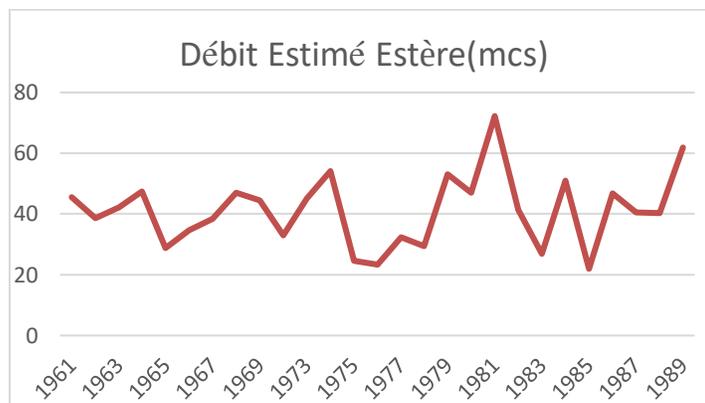
$A$  : section d'écoulement ( $\text{m}^2$ )

$Q$  : débit d'écoulement ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$$Q = 0,37 \text{ m/s} \times 12 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} = \mathbf{5,33 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Distance de parcours des mesures :10 m

Largeur moyenne : 12 à 18 m



**Figure 4.2 Débit estimé Estère**

**Tableau 4.2 Calcul des crues extrêmes Méthodes de Myer**

T (ans)	Q (mcs)
10	236
<b>20</b>	267
50	309
100	340
500	1376
1000	1823
5000	2853
10000	3300
<b>CMP +20%</b>	<b>3960</b>

**Tableau 4.3 Occurrence des cyclones majeurs causant des crues extrêmes**

Mois des Cyclones	Année d'occurrence	Remarques
Août	1909,1916,1979	1909 (destruction @ Hinche et Artibonite),1979 (David)
Septembre	1878,1883,1894,1900,1901,1908,1930,1949,1979	1930 (San Zenon, RD), 1979 (Frederic)

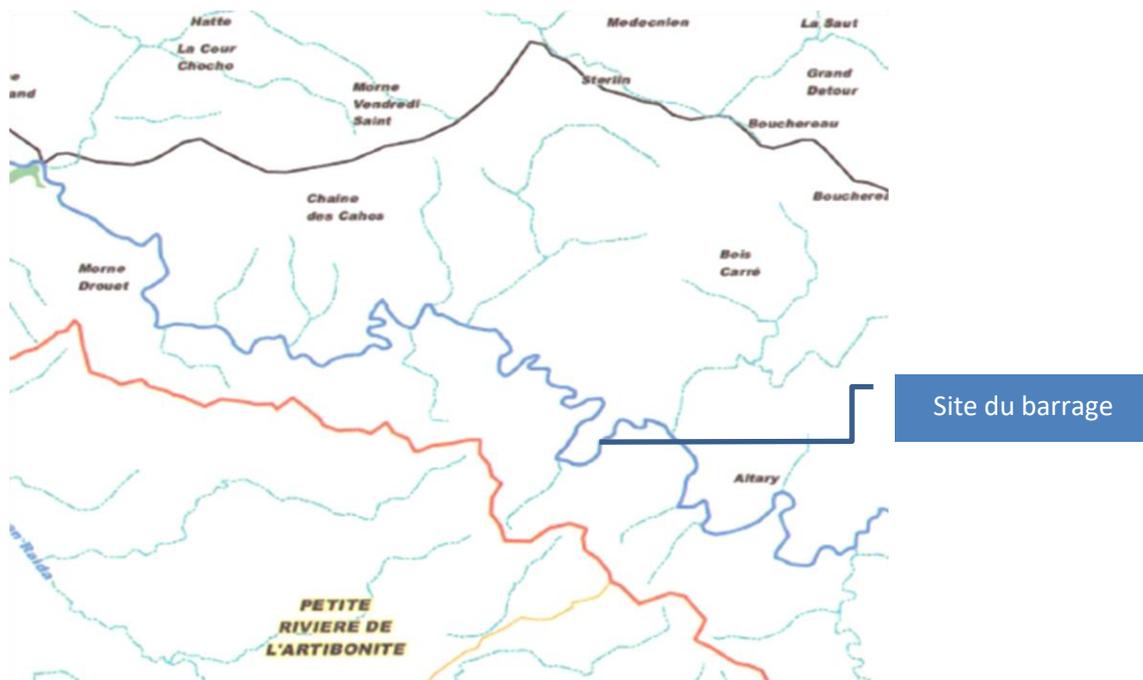
Octobre	1887,1945,1954,1955	1954 (Hazel, beaucoup de dégâts), 1955(Katie)
Mai	1948	

Source : Goguel et Barros-Berthet, 1992

#### 4.2.2 Étude topographique

En vue de faire un bon aménagement hydroélectrique, des données indispensables ont été fournies sur l'hydrographie c'est-à-dire sur les cours d'eau et les bassins versants. Le bassin versant au site du barrage est de 834 Km<sup>2</sup> et se situe à 35 Km de l'embouchure. Du point de vue topographique, un plan à l'échelle de 1/55000° a été fourni par le CNIGS. Mais, étant déformé, il a été proposé une autre échelle qui tient compte des agrandissements comme rapport 4,4 cm pour 2,5 km ou 1cm = 568 m, ce qui donne pour chaque carreau sur le plan 0,878 km<sup>2</sup> (Figure 4.3 et Figure 4.13). La cote maximale des ouvrages au niveau du barrage correspond au niveau (203 m), en considérant une revanche de 3 m, le plan d'eau se situe au niveau du barrage (160 m), les niveaux maximum et minimum d'exploitation sont respectivement (200 m et 180,80 m). La sortie de la centrale se situe au niveau 140 m.

Le site visé par le présent projet se trouve à 35 km environ de l'embouchure. Il s'agit d'un endroit où la rivière, après avoir parcouru une série de rapides et de méandres, passe par une gorge étroite. La figure topographique montre une vue tridimensionnelle de la zone de rapides et de l'axe du barrage. Au site du barrage, sur la berge gauche, les collines culminent à une élévation minimale de 200 m. Sur la berge droite, les collines sont moins hautes et non loin des méandres du cours d'eau, ce qui nécessitera la construction de l'évacuateur de crues et de la dérivation provisoire.

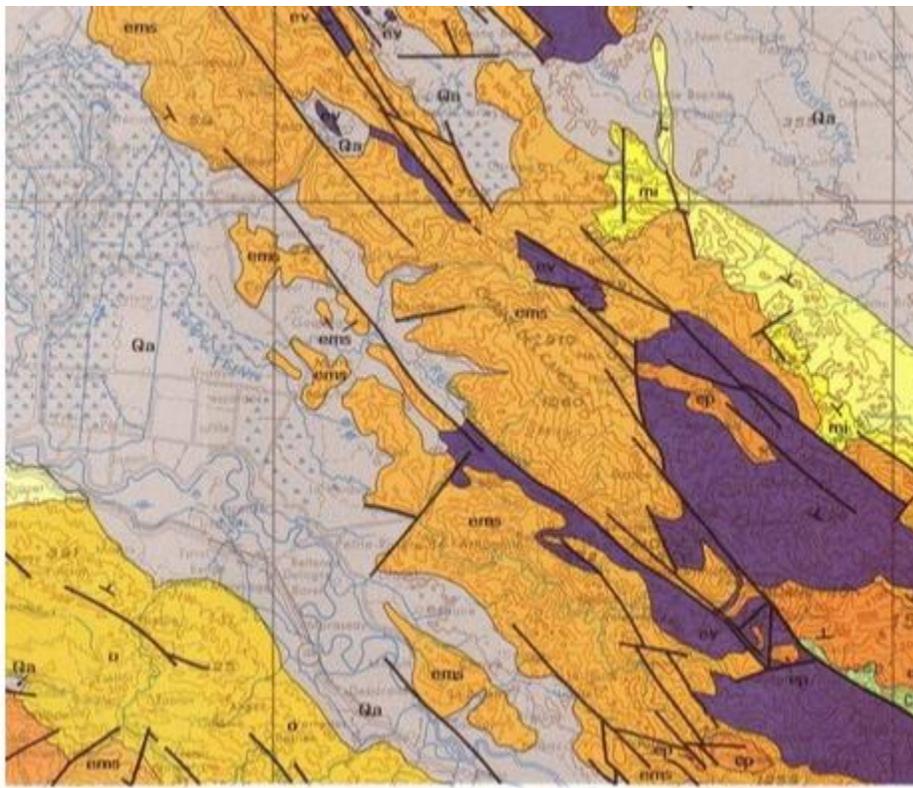


Source : Carte CNIGS2018

**Figure 4.3 Réseau hydrographique au site du barrage projeté**

#### 4.2.3 Études géologique et géotechnique

Du point de vue géologique, les collines et les vallées sont formées de calcaires ou aquifères carbonatés fissurés et cloisonnés à productivité variée avec des couvertures de mort terrain variant jusqu'à 1 m sauf pour le lit de la rivière, le fond est plutôt sableux ou calcaireux, ce qui nous conduit vers un barrage en remblai avec un noyau d'asphalte. Des données géotechniques complètes ne sont pas disponibles, l'épaisseur du fond de sable pourrait être grande dans l'ordre d'une dizaine de mètres. Les barrages en béton sont exclus. Les Figure 4.4 et Figure 4.5 montrent la situation géotechnique et hydrographique du site projeté.

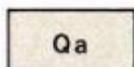


Source : BME, IMAGEO -1987

Figure 4.4 Extrait carte géologique d'Haïti

## ROCHES SEDIMENTAIRES

### QUATERNAIRE

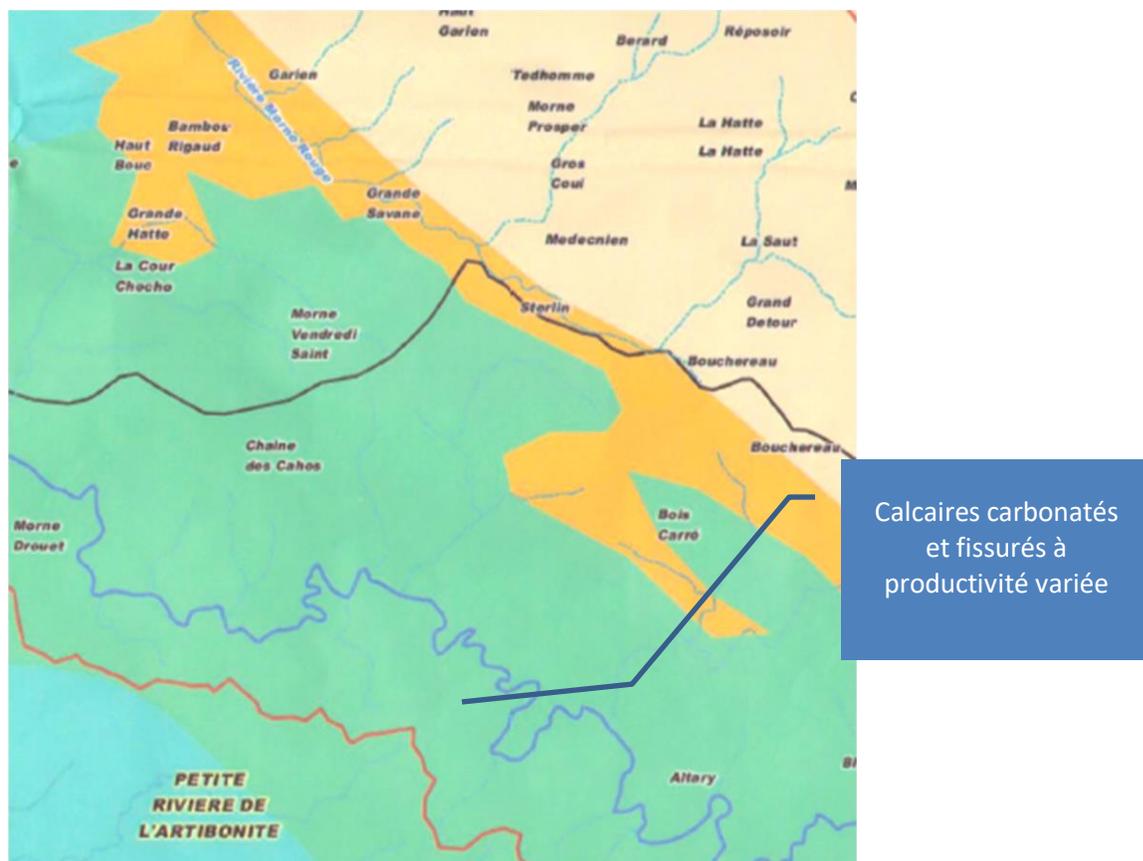


alluvions, cônes d'épandages fluviatiles, éboulis, mangroves

### TERTIAIRE



Eocène moyen à supérieur; biomicrites pélagiques de la Presqu'île du Sud et du versant Sud du Massif du Nord (fm. Ennery); ailleurs, calcaires de plate-forme (fm. Plaisance) du Massif du Nord.



Source : CNIGS2018

**Figure 4.5 Extrait de la carte hydrogéologique du site de barrage**

#### 4.2.4 Étude de la sécurité et de la stabilité de la structure

##### 4.2.4.1 Les forces appliquées sur un barrage en remblai

Les forces sont réparties en trois catégories (Rhouzlane et Aboulhassane, 2014) :

- a) Les forces permanentes : qui sont le poids propre du remblai et les charges d'exploitation. Elles sont prises en compte dans les calculs à partir de leur valeur caractéristique, cette dernière, correspond à une estimation prudente de l'intensité de l'action et intègre donc la sécurité sur l'intensité des actions permanentes ;
- b) La force variable de l'eau : elle est évaluée selon les différentes situations de la retenue ;

La force accidentelle (rare) sismique qui est définie en fonction des séismes du projet et peut s'accompagner d'une évaluation spécifique de l'action de l'eau.

#### Étude théorique de la stabilité des talus-Méthodes utilisées





Avec  $N$  : composante verticale du poids de la tranche  $i$

$l$  : largeur de la tranche  $i$

$$\text{d'où } \tau = \frac{c}{F} + \left( \frac{N}{l} - u \right) \cdot \frac{\text{tg}\varphi}{F} \quad (4.7)$$

La condition d'équilibre des moments par rapport au centre de rotation du poids de la tranche considérée et de la force totale de cisaillement qui agit sur la base de cet élément donne :

$$\sigma \times l = \frac{W - u \times l \times \cos \alpha - \left( \frac{c \times l}{F_s} \right) \times \sin \alpha}{\cos \alpha + \frac{\tan \varphi \cdot \sin \alpha}{F_s}} \quad (4.8)$$

### Facteur de sécurité au glissement

Le facteur de sécurité se définit par rapport aux moments ou aux forces selon la méthode utilisée :

$$F = \frac{\text{Moments résistants}}{\text{Moments moteurs}} \quad (4.9)$$

Le facteur de sécurité au glissement d'un talus  $F$  est défini pour une largeur unitaire (1 m) par :

$$F = \frac{\sum (c \cdot b + (N - u \cdot b) \cdot \text{tg } \varphi)}{\sum P \sin \alpha} \quad (4.10)$$

où  $c$  : cohésion du sol

$b$  : largeur de la tranche

$N$  : composante normale du poids de la tranche

$u$  : pression interstitielle

$\varphi$  : angle de frottement interne.

$P$  : poids de la tranche

$\alpha$  : angle du talus

Selon le Comité français des grands barrages, on impose en général que  $F > 1,2$  ou  $F > 1,5$  pour les conditions normales (RN) et les conditions exceptionnelles de crues (PHE) et que  $F > 1,1$  pour les conditions accidentelles et extrêmes (séismes).

Le facteur de sécurité au glissement en utilisant la méthode explicite de Bishop donne :

Formule itérative de Bishop

$$F_s = \frac{\sum_1^n \left[ b_i \times \frac{c_i + (\gamma_i x h_i - u_i) \cdot \tan \varphi_i}{m(\alpha_i)} \right]}{\sum_1^n \gamma_i x h_i \sin \alpha_i} \quad (4.11)$$

avec

$$m(\alpha_i) = \cos \alpha_i \left( 1 + \frac{\gamma_i x \tan \varphi_i}{F_1} \right) \quad (4.12)$$

On a donc une formule implicite ce qui nécessite de faire des itérations (Comme c'est le cas de plusieurs formules en hydrauliques). En général, après 3 ou 4 itérations, on converge. Pour retrouver le cercle critique, on utilise la méthode des iso-contours liant les centres de cercle de mêmes facteurs de sécurité pour cerner le centre du cercle critique (voir annexe A).

#### 4.2.5. Étude des besoins : irrigation-eau potable -énergie

##### 4.2.5.1 Dotation journalière pour l'eau potable

Avec une population urbaine actuelle (2020) pour les trois (3) communes concernées par ce projet d'aménagement (Petite Rivière de l'Artibonite, Estère, Desdunes) (IHSI, 2020)

Soit  $P_0 = 150,000$  habitants pour un taux d'accroissement annuel  $r = 2,5 \%$  et une période  $n = 40$  ans (2060)

$$P_n = P_0 \cdot (1 + r)^n \quad (4.13)$$

où

$n$  : nombre d'années ou période de calcul (ans)

$r$  : taux d'accroissement géométrique annuel (%)

$P_0$  : Population actuelle (habitants)

$P_n$  : Population future (habitants)

$P_n = 402760$  habitants. Le besoin en eau sera de **0,326 m<sup>3</sup>/s** avec :

$$Q_n = \frac{P_n * DMJ}{86400 * 1000} \quad (4.14)$$

où DMJ : Dotation moyenne journalière (l/pers/jour)

$P_n$  : population future pour l'année n (habitants)

$Q_n$  : Débit pour la population future à l'année n ( $m^3/s$ )

1 jour = 86400 secondes et  $1m^3 = 1000$  litres,  $Q_n = 0,326 m^3/s$ . Pour une dotation moyenne journalière de 70 l/s, on prendra un débit de **0,33  $m^3/s$**  (DINEPA, 2014). Ce débit pourrait remplir un réservoir gravitaire à travers une Station de Transfert d'Energie par Pompage (S.T.E.P) pour produire de l'électricité et de l'eau potable en période de crue lorsque la demande est inférieure à la production (Brière, 2009).

#### **4.2.5.2 Dosage spécifique ou module de débit agricole**

Haïti a une surface irrigable de 80000 ha dont 40 % se trouve dans l'Artibonite le grenier du pays dont la principale culture est le riz et les légumes. Parmi ces 32000 ha ,80 % est irriguée par le fleuve de l'Artibonite et 20 % par la rivière de l'Estère, ce qui donne environ 6400 ha (Gonel, 2006). Considérons les arbres fruitiers qui ont un module de débit de  $3000 m^3/ha/an$  et le maïs qui a un module de débit de  $33 m^3/ha/jr$  en saison chaude, une infiltration de 24 mm/semaine du débit écologique contribuera à atténuer l'évapotranspiration des plantes. Avec **2,5  $m^3/s$**  pour les 6400 ha, on aura un module de débit de 0,39 l/sec/ha.

#### **4.2.5.3 Besoin en énergie**

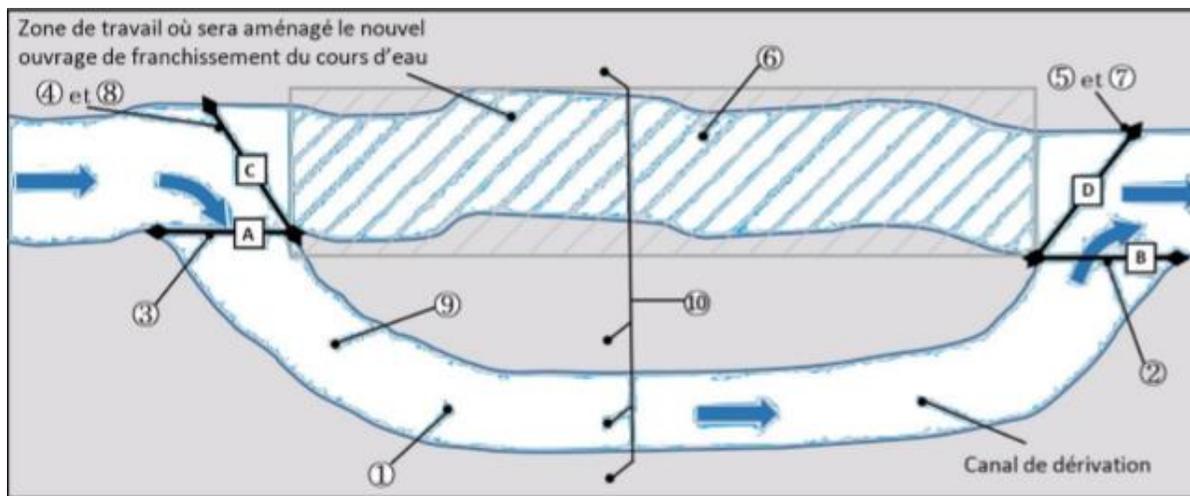
Haïti a un ensemble de sites hydroélectriques non exploités d'environ 150 MW dont 15 % des pico centrales de moins de 3 MW (BME, 2002). Le grand Nord (Artibonite, Nord, Nord 'Est, Nord 'Ouest) a une capacité de production actuelle de 35 MW ce qui représente 22 % de la production du pays. La production hydroélectrique représente 5 % de l'énergie produite en Haïti. Moins de 30 % des ménages en Haïti n'a pas accès à l'électricité, en milieu rural, il est en dessous de 5 %. Gonaïves, chef -lieu du département de l'Artibonite a un besoin minimal de 26 MW. La consommation moyenne annuelle de l'énergie per capita dans les régions de la Caraïbe et Amérique latine est estimée à 1600 KWh. EDH produit dans le dix (10) dernières années 430 GWh par an pour une vente de 250 GWh (TPTC, 2020). Pour une population de 150 000 habitants, le besoin

estimé est de **240 GWh** pour les villes ciblées (Estère, Petite Rivière de l'Artibonite et Desdunes). Ce besoin serait partiellement couvert avec notre proposition d'AHE de 22 MW de plus de 60 %.

#### **4.2.6 Étude hydraulique et dissipation d'énergie**

Les interventions pour faire l'aménagement hydro-électrique sur la rivière de l'Estère vont exiger la construction d'ouvrages temporaires comme les batardeaux, la galerie de la dérivation provisoire qui occasionneront des impacts environnementaux (Figure 4.8, Figure 4.13 et Figure 4.14)). C'est la raison pour laquelle, ces ouvrages doivent être agencées d'une manière efficace et dans le respect des normes établies par les organismes concernés en vue de protéger la faune, les poissons, l'eau dans la rivière pendant la dérivation et après le démantèlement des ouvrages temporaires. Les batardeaux permettent de mettre à sec et de confiner l'espace de travail pour les excavations et d'empêcher les sédiments, de l'huile avec de l'eau pour les matériels, pour stabiliser le sol et sécuriser les travailleurs. Quoique temporaires, ces ouvrages auront des impacts et nous ferons tout ce qui est possible pour les atténuer. D'après les règlements québécois sur l'environnement, il nous faut une autorisation pour ériger un batardeau de longueur supérieure à 300 m, de surface de base supérieure à 5000 m<sup>2</sup> ou les deux. Dans notre cas, la longueur des batardeaux ne dépassent pas 228 m et ont moins de 3000 m<sup>2</sup> de surface de base. Toutefois avec la galerie de dérivation, des évaluations et des normes minimales devront être respectées selon les articles 22 (LQE), L.R.Q chapitre Q-2, r3, article 2(b), article 2 (c), article 128.7, loi sur la conservation et la mise en valeur de la faune et toutes les autres lois liées à la profession d'ingénierie et de foresterie sans oublier les municipalités et les départements.

Dans cette section, on aborde le dimensionnement des ouvrages comme la dérivation provisoire (Figure 4.9, Figure 4.10 et Figure 4.11) ainsi que le séquençage des travaux avant, pendant et après sa construction, l'évacuateur de crue et dissipation d'énergie.



Source : Construction routière de la collection Normes-Ouvrages routiers du MTQ (2013)

**Figure 4.8 (Schéma type1). Dérivation provisoire et ouvrages connexes**

#### 1-Préparation du site

Avant de commencer les travaux, tous les matériaux, les membranes de géotextiles, les filtres et le nettoyage des sites doivent être bien planifiés et disponibles pour éviter les imprévus. Car on souhaite rétablir la rivière dans son chenal naturel le plus vite possible soit avant une crue printanière.

2-Mise en place du batardeau aval à l'aide de palplanches préfabriquées en acier sur une partie de la rivière avec un angle de 45 degrés pour éviter le plus possible, la rentrée d'eau dans la galerie vers l'aval, une partie de la sortie de la galerie dans l'angle de 45 degrés sera aussi fermée, on fera la même chose aussi pour le batardeau amont, lors de sa construction. **(Zone D et B).**

3-On préparera le canal de fuite avec une pente forte, des membranes et des pierres pour dissiper l'énergie à la sortie de la galerie lors de l'évacuation en vue de diminuer l'érosion, la largeur sera plus grande que la largeur de la galerie afin de réduire la vitesse et la profondeur d'écoulement (écoulement fluvial) **(Zone B).**

4-On commencera avec l'excavation de la galerie avec des tunneliers de diamètre environ 6 m sur 114 m de longueur, pour avoir une forme D renversée ou fer A cheval si la géologie et la

topographie le permet. La couverture rocheuse doit être au minimum 9 m et du roc (Figure 4.11 et Figure 4.12).

### **(Zone 1)**

5-Préparation du canal d'amenée en mettant à sec cette zone à 45 degrés par rapport au batardeau amont (**zone3 -A**), du seuil pour réguler le débit dans la plateforme avant le portail de la galerie (**A**), pose du rideau de turbidité pour éviter le dépôt de sédiments (MAPAQ, 2010).

6-Finalisation de la galerie de dérivation provisoire, fermeture de la rivière (**zone C**) et assèchement de la zone de travail entre avec le batardeau amont (45 degrés) et le batardeau aval (le grand rectangle). Récupération des poissons s'il y a lieu dans la zone asséchée.

7-Pompage de l'eau emprisonnée et centrale de sa qualité avant son rejet dans le lit aval ou dans une fosse préparée à cet effet

8-Construction du barrage principal et route d'accès

9-Démantèlement dans le sens inverse (Dans notre cas, le batardeau aval est intégré au barrage principal, on commence par creuser le batardeau amont pour faire circuler l'eau dans la rivière, remblayage complet et étanche de la dérivation provisoire, pose de bouchons rocheux dans la dérivation provisoire avant la destruction dans le temps du portail amont (**A**), reprofilage du lit de la rivière, des littoraux (Figure 4.9).

10-Remise en état des lieux

11-Suivi pendant un an de la végétation

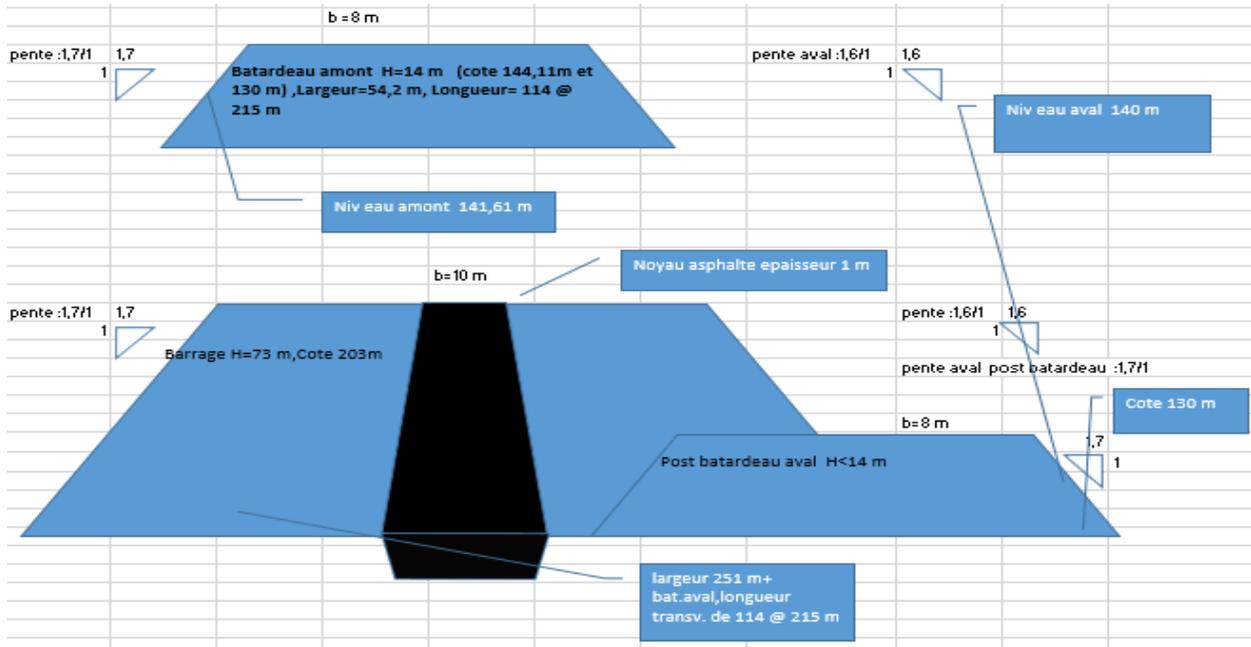
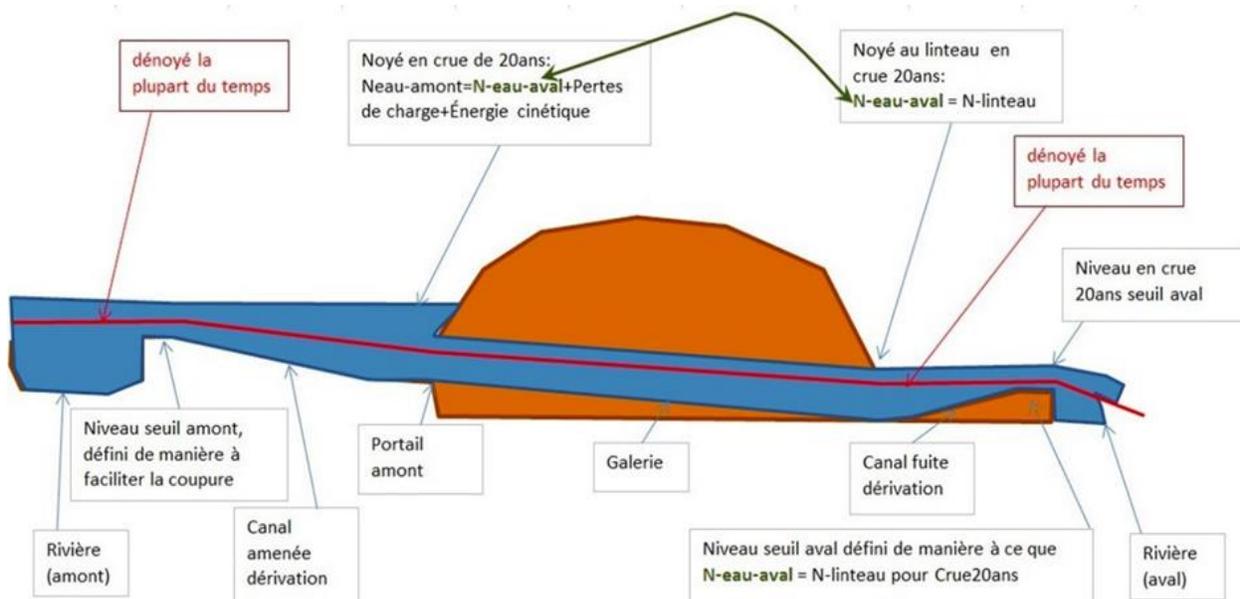


Figure 4.9 Coupe des batardeaux et du barrage principal



Source (Nzakimuena,2020)

Figure 4.10 Principales caractéristiques d'une dérivation provisoire

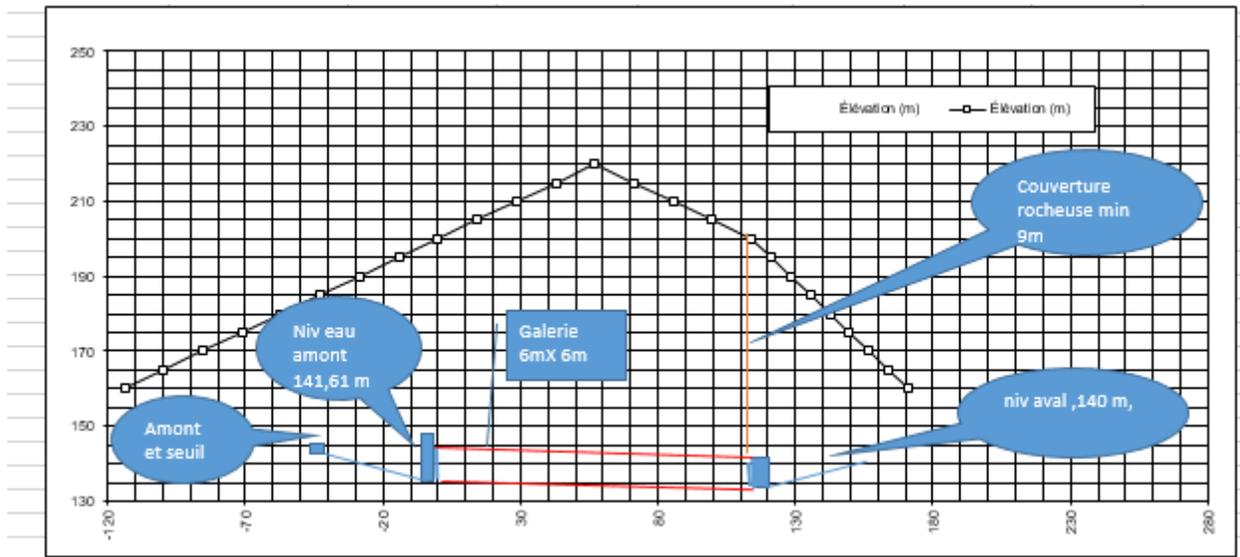


Figure 4.11 Profil de la dérivation provisoire

Centrale Estère - Galerie de dérivation provisoire  
Évolution des coûts (Galerie + Batardeau) - Calculs sommaires

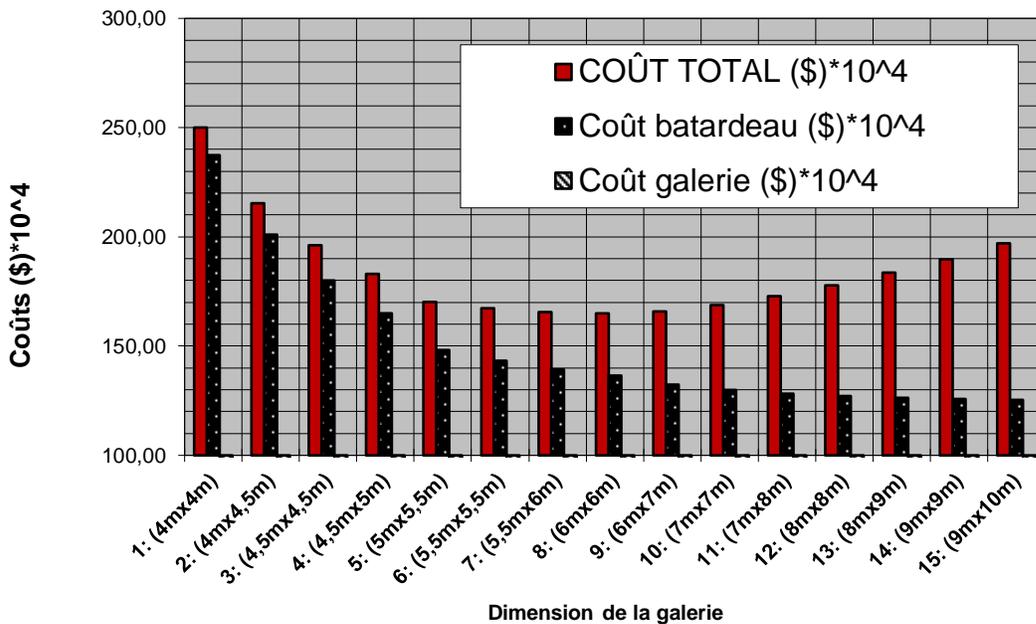
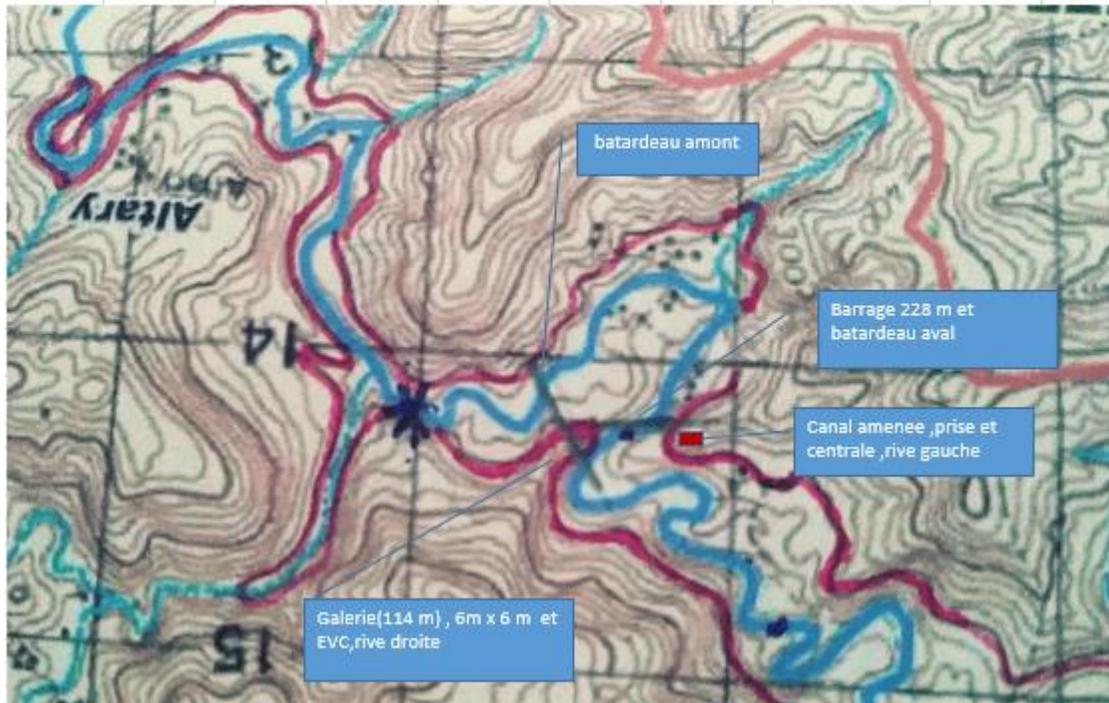


Figure 4.12 Graphe de la galerie de dérivation économique



Source : Carte CNIGS 2018

**Figure 4.13 Localisation des ouvrages sur le plan topographique**



Source : Google Earth 2020

**Figure 4.14 Localisation des ouvrages sur Google Earth**

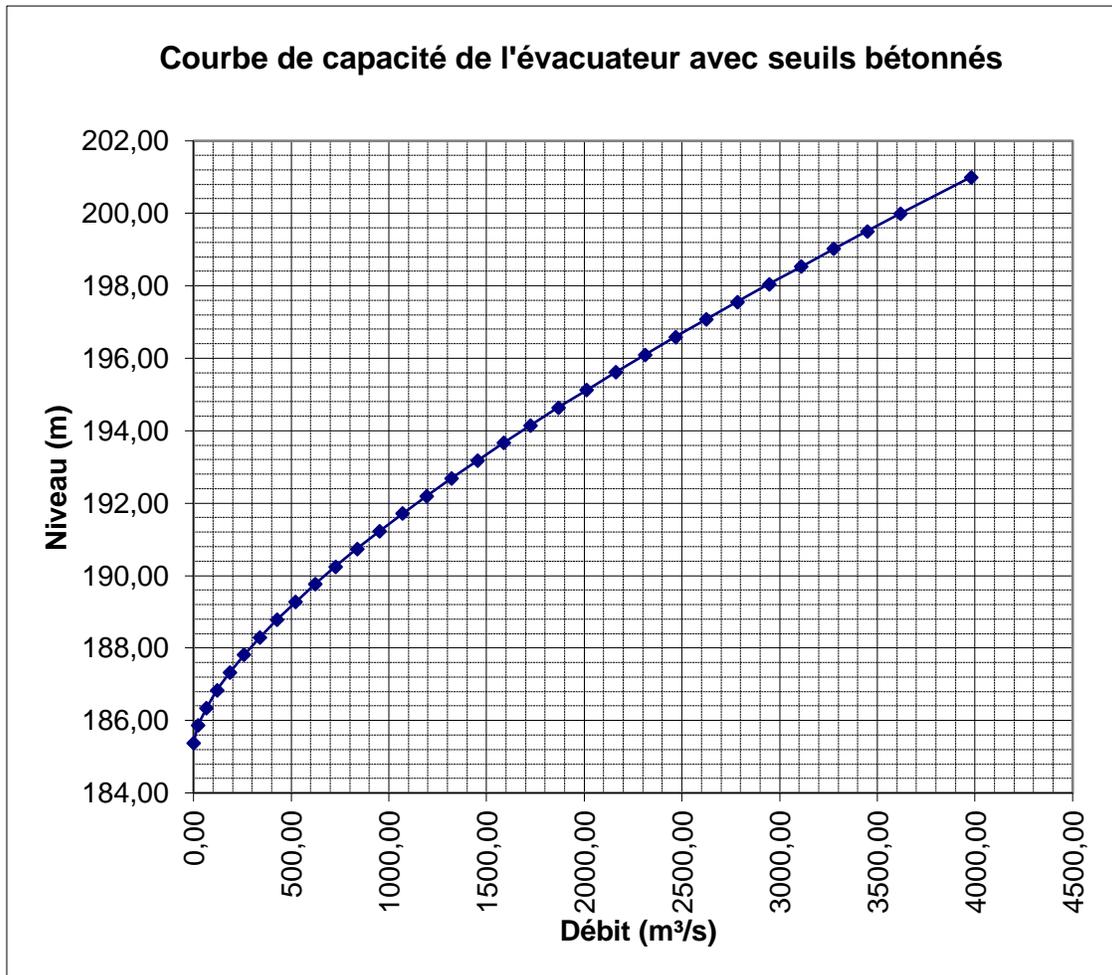


Figure 4.15 Courbe de capacité de l'évacuateur

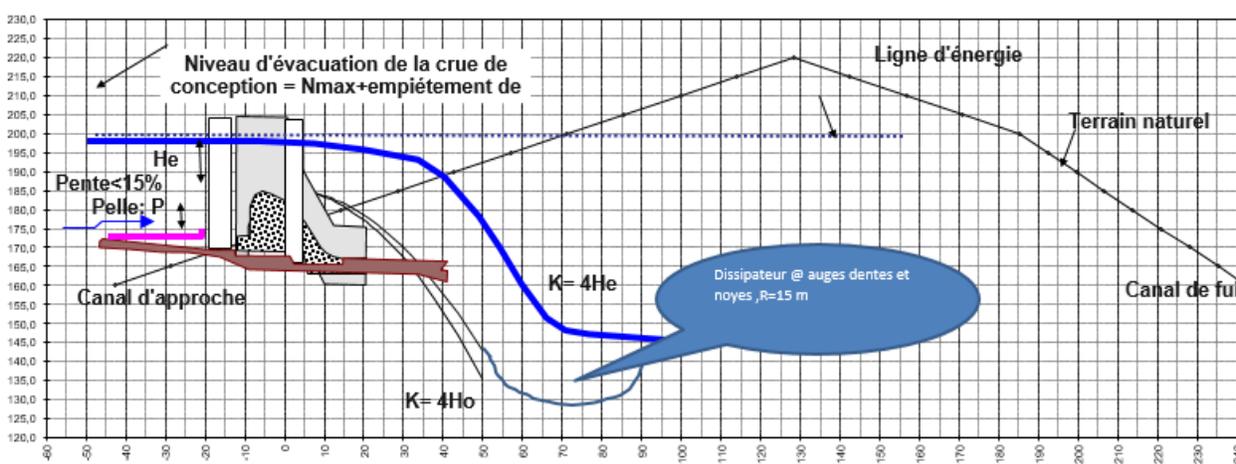


Figure 4.16 Coupe de l'EVC

**Tableau 4.4 Profil du terrain naturel de l'EVC**

		1mm=	56,8	m
<b>PROFIL DU TERRAIN NATUREL</b>			<b>Axe EVC</b>	
ÉL.	DISTANCE (mm)	DISTANCE (m)	Distance (m)	
160	0	0	-114	
<b>180</b>	1	57	-57	
200	2	114	0	
220	3	170	57	
200	4	227	114	
160	5	284	170	

### **Dissipation d'énergie**

Le déversement des volumes d'eau sur les coursiers des déversoirs s'accompagne toujours de grandes quantités d'énergie résultant de la chute. Cette énergie peut être à la base de l'érosion du pied du déversoir même assez loin (Figure 4.16).

C'est pour cette raison que l'écoulement devra être ralenti ou déviée avant de rejoindre l'exutoire. Cette décélération est assurée par une structure qui engendre un ressaut hydraulique.

Durant le processus au cours duquel se crée le ressaut hydraulique, la quantité importante de l'énergie cinétique est réduite par dissipation et transformée sous forme d'énergie potentielle représentée par une grande hauteur d'eau s'écoulant en régime fluvial.

Il y a plusieurs approches pour éviter la cavitation sur le coursier lors de l'écoulement (Figure 4.15). Selon le profil du terrain dans la coupe longitudinale de l'EVC (Tableau 4.4), il peut y avoir un écoulement à forte pente entre 30 et 60 degrés pour une aération libre ou artificielle sur longueur qui dépasse plusieurs centaines de mètres et une approche avec une aération forcée avec des combinaisons de gradins-défecteurs chaque 100 m avec l'angle de déflexion 7 degrés et une hauteur de gradin-défecteur de 2,4 m jusqu'au bassin de dissipation qui contiendrait des blocs rocheux d'environ 1 m de hauteur. Un dissipateur a trois grands objectifs : la stabilité de l'apparition du ressaut hydraulique, l'efficacité de la dissipation et la compacité de la structure. Ces

trois exigences sont indispensables pour arriver à des dissipateurs fonctionnels et économiques. Le bassin amortisseur doit forcer la formation d'un ressaut hydraulique en un endroit bien défini. Bien connu sous le nom de ressaut forcé, ce dernier est caractérisé par une efficacité maximale et une longueur minimale, sans provoquer d'effets indésirables dans le lit non protégé de la rivière. C'est seulement en réalisant ces objectifs que le potentiel d'énergie mécanique peut être contrôlé entièrement et économiquement.

#### **4.2.7 Variantes identifiées et choix optimal de la centrale**

Cette section décrit l'ensemble des calculs de conception pour le système de production. On présentera aussi les coupes en élévation et vues en plan du système. On étudiera trois variantes : une variante qui développe la conception d'une conduite forcée très courte, bétonnée en galerie unique et qui bifurquera en trois à l'approche des groupes-turbines, une variante qui développe la conception de trois conduites forcées et séparées en acier avec des butées en béton sans couverture rocheuse et une variante qui développe la conception d'une galerie souterraine plus longue avec une pente d'environ 2 % et munie d'une cheminée d'équilibre (Tableau 4.5 et Tableau 4.6).

Avant d'évaluer ces trois variantes, plusieurs sites ont été étudiés. Le site le plus adapté et retenu a une largeur de 228 m, la section du barrage sera minimale et présente un avantage pour la dérivation provisoire. Dans cette zone, la couverture rocheuse sera acceptable mais la qualité du sol doit être étudiée en détail. Par souci d'allègement, seule la variante la plus rentable et techniquement faisable a été présentée au sous-section (4.2.8) (voir annexe A-1.7 pour le calcul détaillé).

**Tableau 4.5 Comparaison des trois variantes évaluées**

<b>Variante</b>	<b>Catégorie</b>	<b>Puissance (MW)</b>	<b>Caractéristiques</b>	<b>Coût (\$ Millions)</b>
1	Conduite bétonnée en galerie unique (L=131,88 m)	22,134	D <sub>1</sub> =3,64 m ; D <sub>2</sub> =2,10 m ; V=3,75 m/s ; Surpression par rapport à la charge statique =16 %	140 (conduite très courte et puissance maximale)
2	Conduites séparées en acier avec butée (L=200,24 m)	21,36	D=2,2 m ; V=3,5 m/sec ; Surpression par rapport à la charge statique =7,8 %	1,5 fois * variante 1 (conduites en acier)
3	Galerie souterraine avec cheminée d'équilibre (L=585 m)	21,07	B=L=4,38 m ; V=2,2 m/s ; Pente=2% ; section thomas=14,92 m <sup>2</sup> ; Cote max=210,98 m ; Niveau dyn=197 m ; Cote min=186,27 m ;	2 fois * variante 1 (cheminée et béton)

#### 4.2.8 Conduites forcées bétonnées en galerie unique avec bifurcation

Après avoir fait le choix de la variante qui consiste en des conduites forcées en galerie unique précédée d'un canal d'amenée de 57 m, on choisit la vitesse économique de 3,75 m/s en étude avant-projet sommaire. On trouve un diamètre pour la conduite bétonnée de 3,64 m supérieure à la conduite blindée (D=1,60 m), cette dernière considérée comme la valeur du diamètre de la bêche spirale fournie par le turbinier avec D=1,24 m comme diamètre de la roue. Pour la prise d'eau, le rapport entre la hauteur et la largeur de la vanne doit être compris entre 1,2 et 1,6. Il est toujours préférable dans la mesure du possible de coïncider la largeur de la vanne avec le diamètre de la conduite. Bien qu'une longueur de transition d'au moins du diamètre de la conduite pour faire raccordement, un angle de déviation minimum de 7 degrés est exigée par rapport à l'axe pour éviter le décollement de la veine d'eau. De plus, la vitesse à la vanne doit être inférieure à la vitesse dans la conduite. Pour le calage de la prise d'eau, deux critères sont considérés : la submergence et la couverture rocheuse, on a choisi le critère de Gordon par rapport au niveau minimum du réservoir, on considère une approche symétrique du canal d'amenée.  $S=0,54xV_{\text{vanne}} \times d^2_{\text{conduite}}$ . La submergence empêche la cavitation.

La couverture rocheuse minimale est  $1.5 D_{\text{conduite}}$ , le calage minimal à la vanne  $S_r = 2,5x D_{\text{conduite}}$  et  $S_g = S + D_{\text{conduite}}$ , on choisit le maximum des deux. La vitesse nette maximale est de 2 m/s, l'encombrement des grilles par les barreaux (25 %), on a ajusté le rapport hauteur /largeur en vue de diminuer le poids des poutrelles. On aura une voie de circulation de 10 m, une poutre de section elliptique fait la liaison entre la grille et la vanne. La grille est suffisamment submergée pour empêcher le couvert de glace en hiver (non applicable en Haïti). Pour le canal d'amenée, l'entre-axe des groupes est donnée par le turbinier soit 12,74 m qui permet de compléter la largeur du canal en ajoutant le diamètre de la conduite plus 1 m de part et d'autre. La vitesse dans le canal ne doit pas dépasser 0,60 m/s et le nombre de Froude inférieure à 0,08 pour respecter les critères de couvert de glace en hiver bien que cas serait rare pour Haïti. La plateforme est horizontale depuis la prise d'eau. L'usine est calée en fonction du niveau aval minimum et l'indice de cavitation pour la température considérée est de : -2 m étant une turbine Francis, le calage de la roue est 0.

L'axe coïncide avec l'axe du distributeur. Pour implanter la centrale, on considère le coût des conduites forcées bétonnées, la couverture et la topographie. Pour une excavation de 16,50 m, excaver sera aussi économique que de faire des conduites bétonnées. On creuse sur une longueur de 57 m par rapport à la prise pour placer la prise d'eau et ensuite implanter la centrale avec une longueur totale de 131,88 m pour satisfaire les critères de réglage et de plus, éviter une cheminée d'équilibre. Les rayons, les longueurs des courbes, les coefficients de pertes de charges ont été calculées en utilisant les abaques de Levin. Le rapport  $R/D=3$  et un angle de  $60^\circ$  ont été choisis, la longueur de la conduite bétonnée y compris une partie de la longueur de la courbe qui est 9,32 m suffisante pour placer la transition, la vanne et la grille sans oublier la voie de circulation. Pour le canal de fuite, on considère l'évacuation dans l'argile avec une vitesse admissible de 1,5 m/s pour éviter l'érosion. La longueur du canal est de 45 m, l'écoulement sera tranquille dans un canal trapézoïdal jusqu'à la rivière Estère.

Tableau 4.6 Données de base pour la variante 1

Type de turbines : Francis	facteur d'équipement	0,95
Débit équipement (Qeq)	39	m <sup>3</sup> /s
Nombre de groupes	3	
Débit d'un groupe	13	m <sup>3</sup> /s
Niveau amont Max(Nmax)	200	m
Niveau amont Min(Nmin)	180	m
Niveau aval 1 groupe (Nav)	140	m
Niveau aval 2 groupes (Nav-2)	139,2	m
Chute brute(Hb)	60,8	m
Pertes estimées (Hl)	2,00	m
Chute nette estimée 2(Hn)	58,80	m
Débit écologique +irrigation+ AEP	3,85	m <sup>3</sup> /s
Débit moyen	41	m <sup>3</sup> /s
Aire de la vanne	3,64 m X 2,9 m	m <sup>2</sup>
Aire construite	10,56	m <sup>2</sup>
vitesse @ la vanne	3,69	m/s
Marnage	20	m
Calage minimum vanne	7,45	m
Niveau radier final(vanne)	172,55	m
Niveau radier final(roc)	190,90	m
Choix final de niveau	172,55	m
vitesse brute maximale	1,5	m/s
submergence des grilles	2,65	m
calage minimum grille	8,65	m
Niveau final radier(grille)	171,35	m

### 4.3 Volet économique

Dans le volet économique, il y a deux grandes parties à considérer : l'estimation des coûts c'est-à-dire les quantités ou mètres en vue d'évaluer les coûts et les aspects économiques comme le

calcul des productibles, la rentabilité en comparant la valeur actualisée nette (VAN) et le Taux de Rendement Interne (TRI). Dépendamment du type de projets, la procédure générale d'estimation des coûts sera différente, dans notre cas le type C soit un modèle avec digue ou remblais de plus ce type C est évalué de manière identique avec les projets de type B c'est-à-dire un modèle avec barrage en béton. Dans l'estimation des coûts, toutes les composantes du projet rentrent en jeu après avoir évalué le coût de chaque item, l'évaluation des coûts des équipements électriques et mécaniques est vraiment déterminante, leur coût devrait être le plus fiable et réaliste que possible. En surplus, préciser les coûts indirects et les coûts récurrents.

À titre indicatif, une centrale de 15 MW aura un coût pour les équipements variant de 27 à 45 millions ou pour une centrale construite de 4 à 7 millions USD par MW. Les coûts des équipements électromécaniques des projets varient de 25-55 %, les coûts liés au génie civil de 15-45 %, les coûts indirects environ 30 %. (EPRI, 1983). Dans les coûts généraux, on retrouve les coûts liés à l'acquisition des terres, l'utilisation de l'eau pour produire l'électricité, la relocalisation, la mobilisation, les routes d'accès et de ponts. Dans plusieurs pays, il y a des institutions qui s'occupent de l'actualisation des coûts comme aux Etats-Unis d'Amérique avec le *Bureau of Reclamation* dénommée USBR et au Canada par Statistique Canada, sans oublier l'existence d'institutions internationales comme l'*Association for the Advancement of Cost Engineering* (AACE). Selon l'association, les projets hydro-électriques sont estimés en 5 classes (classe 1, ..., classe 5) suivant deux caractéristiques : le degré d'étude de faisabilité et l'intervalle de confiance des erreurs estimées ; plus l'incertitude est grande, plus la classe est proche de 5. Pour notre étude de cas, étant un projet avant-sommaire, l'erreur minimale varie de -20 % à -50 % et l'erreur maximale variant de + 30 % à +100 %. Donc, l'estimation se trouve dans le pire des cas dans la classe 5.

#### **4.3.1 Rentabilité financière du projet**

Dans le calcul des métrés et coûts du projet, trois coûts sont considérés : les coûts généraux qui englobent la mobilisation, terre, droit des terres, droit de l'eau, environnement, expropriation. Les coûts directs qui englobent les structures de barrage, digues, les lignes de transmission, système de production, système d'évacuation, système de dérivation provisoire, les conduites forcées, bouchons rocheux, les canaux, les matériels, les mains d'œuvre, routes d'accès temporaires, permanents, ponts etc. Les coûts indirects qui sont estimés par des pourcentages des coûts directs

entre autres les imprévus (12 %), les frais d'administration (12 %), de génies civil et mécanique, de management. Un projet est rentable si sa VAN est positive à partir d'une certaine période. Un projet est très rentable sur une période donnée si son taux de rendement interne (TRI) ou (IRR) est supérieure au taux d'actualisation (discount rate). Calculons la Valeur actualisée nette du projet au Québec et en Haïti avec des taux d'intérêt et d'inflation différents sur 10 ans. Le Tableau 4.7 présente le coût sommaire du projet Estère.

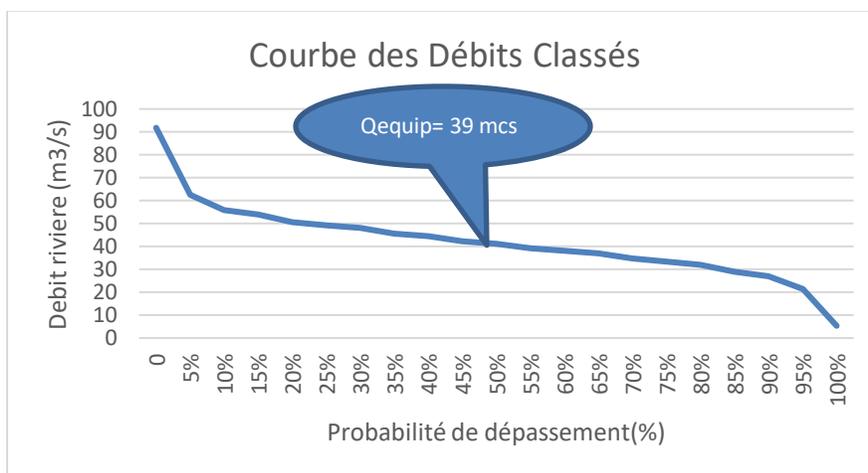
**Tableau 4.7 Coût sommaire du projet Estère**

<b>No item</b>	<b>Item</b>	<b>Cout Total (Millions \$)</b>
1	<b>Coûts Généraux</b>	<b>10</b>
2	Mobilisation	7
3	Droit d'eau	1
4	Terre et droit de terre	2
	<b>Coûts Directs</b>	<b>105,064</b>
5	Routes & Ponts	3,29
6	Barrage & Batardeau aval	9,23
7	Mise en place Barrage	0,01
8	Dérivation provisoire	2,054
9	Système d'évacuation	14,59
10	Système de production	56,25
11	Ligne de Transmission	2,04
12	Prise d'eau & conduites	3,109
13	Matériels, outils et M.O	14,491
	<b>Coûts indirects</b>	<b>25,215</b>
14	Imprévus (12 %)	12,608
15	Administration & Génie (12 %)	12,608
16	<b>Coût Sommaire du projet</b>	<b>140,279</b>

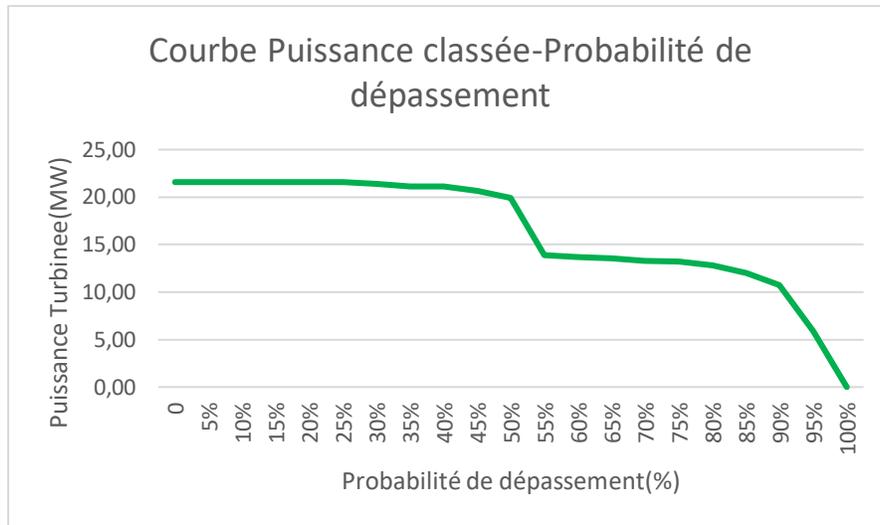
Le coût sommaire du projet de l'AHE de l'Estère est d'environ Cent quarante millions deux cent soixante-dix-neuf mille dollars américains (140,279,000.00 USD).

## Les productibles et la simulation énergétique

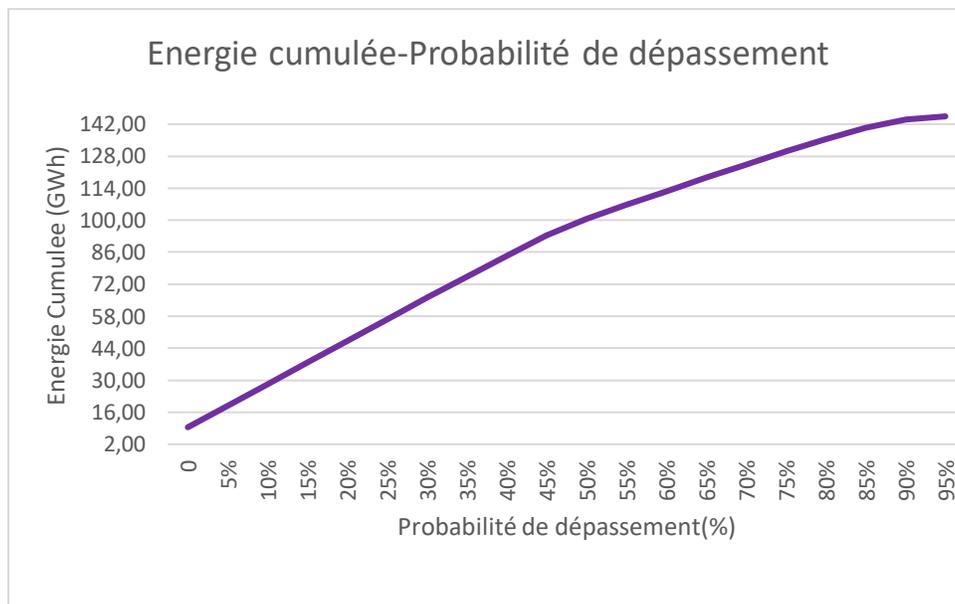
Les productibles et la simulation énergétique permettent de calculer les puissances classées liées aux débits classés et l'énergie produite pour cette fréquence d'occurrence sur les 365 jours de l'année. Pour chaque probabilité de dépassement du débit turbiné, on produit une puissance et une énergie respective (Figure 4.18 et Figure 4.19). À la fin de l'année, on aura l'énergie cumulée suivant chaque période choisie. On a eu 145 GWh sans une gestion optimale des groupes et 148 GWh avec une gestion optimisée des groupes en fonction du débit soit avec 1 groupe, soit avec 2 groupes ou 3 groupes. Pour un débit inférieur à 23,14 m<sup>3</sup>/s, on utilise un seul groupe, pour un débit compris entre 23,14 et 37,42 m<sup>3</sup>/s, on utilise deux groupes, pour un débit supérieur ou égal à 37,42 m<sup>3</sup>/s, on utilise trois groupes. Cette technique non seulement augmente la puissance mais aussi l'énergie cumulée et directement sera plus rentable (Figure 4.20). La puissance a une probabilité de 50 % pour qu'elle soit constante avec trois groupes et après elle diminue jusqu'au débit minimal. Les figures 4.17 à 4.23 donnent une idée de la simulation énergétique pour chaque tranche de 5 % de probabilité de dépassement, la suite est dans le chiffrier Excel de même plusieurs graphiques montrent l'allure du débit de la rivière, la puissance produite et l'énergie cumulée (Figure 4.17).



**Figure 4.17** Courbe des débits classés



**Figure 4.18 Courbe des puissances classées**



**Figure 4.19 Courbe de l'énergie cumulée**

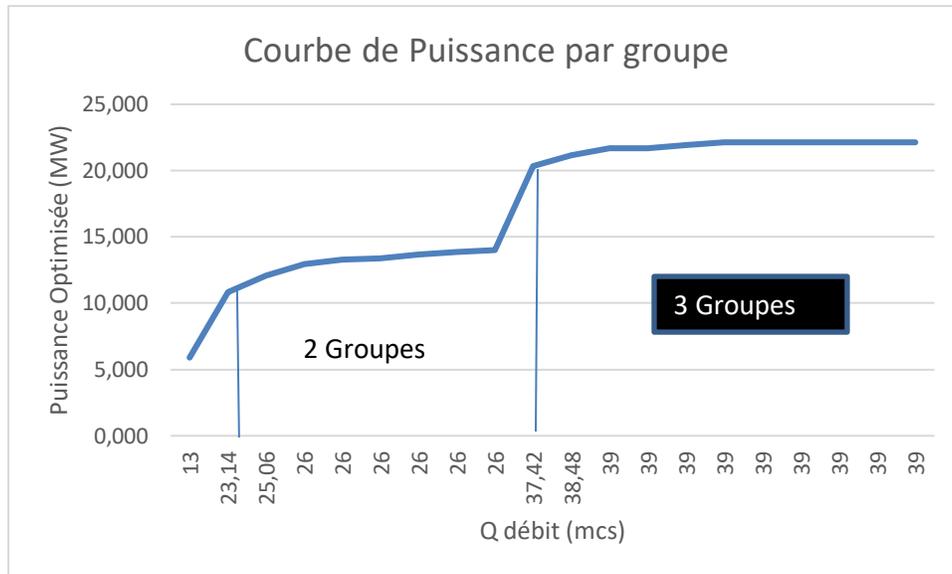


Figure 4.20 Courbe de la puissance optimisée des groupes (22,134 MW)

#### 4.3.2 Calcul de la Valeur Actualisée Nette (VAN)

$$NPV = \sum_{n=1}^k (Cash\ flow)_n = \sum_{n=1}^k (B_n - C_n) \quad (4.15)$$

Où

$B_n$  : Bénéfice annuel à la période n

$C_n$  : Coût annuel à la période n

$$Cash\ flow = (B_n - C_n) \quad (4.16)$$

$$B_n = \frac{R_n}{(1+d)^n} \quad (4.17)$$

Où  $R_n$  : revenu annuel à la période n

d : taux d'actualisation (discount rate)

$$C_n = \frac{(D_n + OM\&R_n)}{(1+d)^n} \quad (4.18)$$

Où  $C_n$  : Coût annuel à la période n

$D_n$  : Dette annuelle à la période n

$OM\&R_n$  : Coût d'opération, de maintenance et de réparation à la période n

$$R_c = UXKwh \quad (4.19)$$

où  $R_c$  : Revenu marginal

$U$  : prix unitaire du Kwh

$Kwh$  : Energie produite annuelle

$$OM\&R_n = OM\&R_c(1 + e)^n \quad (4.20)$$

où  $OM\&R_c$  : Coût d'opération, Maintenance et de réparation marginal

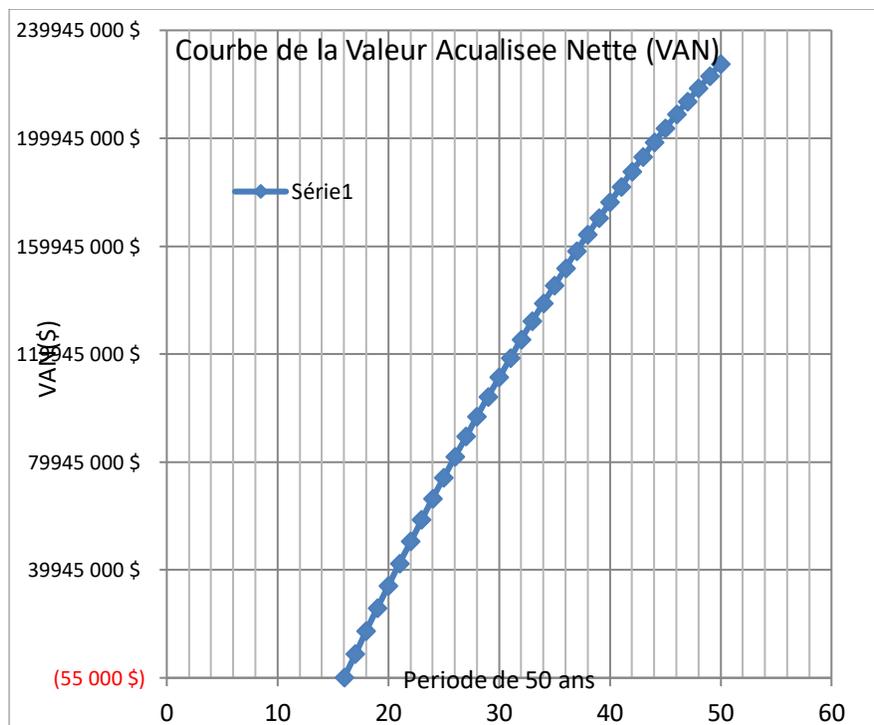
$e$  : taux d'inflation

$$D_n = C_c \left[ \frac{i(1+i)^m}{(1+i)^m - 1} \right] \quad (4.21)$$

où  $C_c$  : Coût du prêt à la banque/annuité

$i$  : taux d'intérêt de la banque

$m$  : période de remboursement



**Figure 4.21 Calcul de la VAN pour un prêt au Québec**

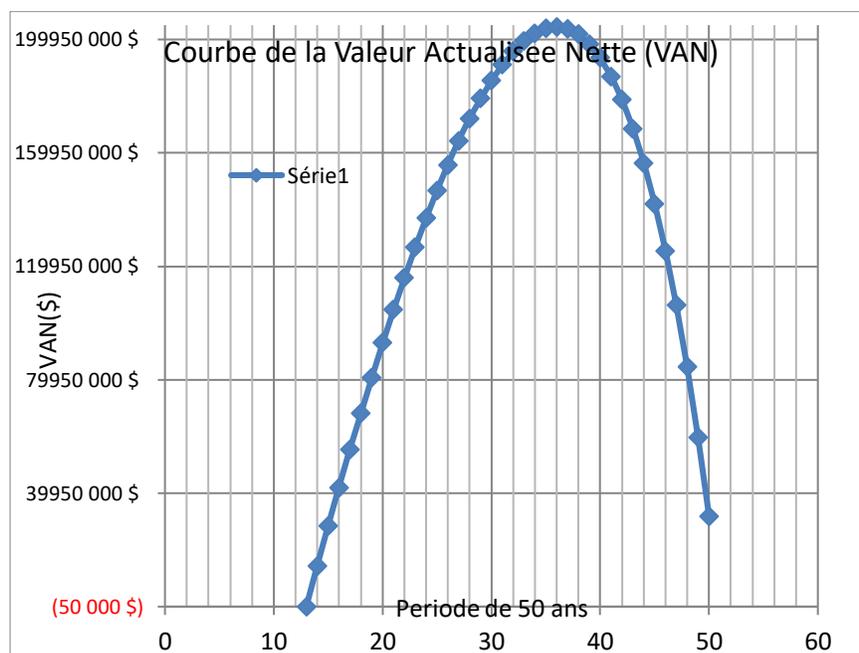


Figure 4.22 Calcul de la VAN pour un prêt en Haïti

#### Conditions des prêts au Québec

	140	
Prêt (Millions \$)	,280	
Puissance (kW)	22 134	
Production année (H)	8 760	
<b>Opér.+Maintenance+Rempl.</b>	1 353	
(\$)	305	
Taux d'intérêt	2 %	
Taux d'inflation	4 %	
Taux d'Actualisation (Discount rate)	<b>1,60 %</b>	
Terme (ans)	10	
Prix kWh (\$)	0,08	\$Variable-tous les ans
Indexation du prix de vente	1%	\$Fixe-tous les ans
Energie cumulée (Gwh) : 148		
	<b>B/C = 1,43</b>	
	<b>TRI =</b>	<b>SUR</b>
	<b>IRR= 1,012 %</b>	<b>50ANS</b>
	<b>TRI =</b>	<b>SUR</b>
	<b>IRR= 1,014 %</b>	<b>25ANS</b>

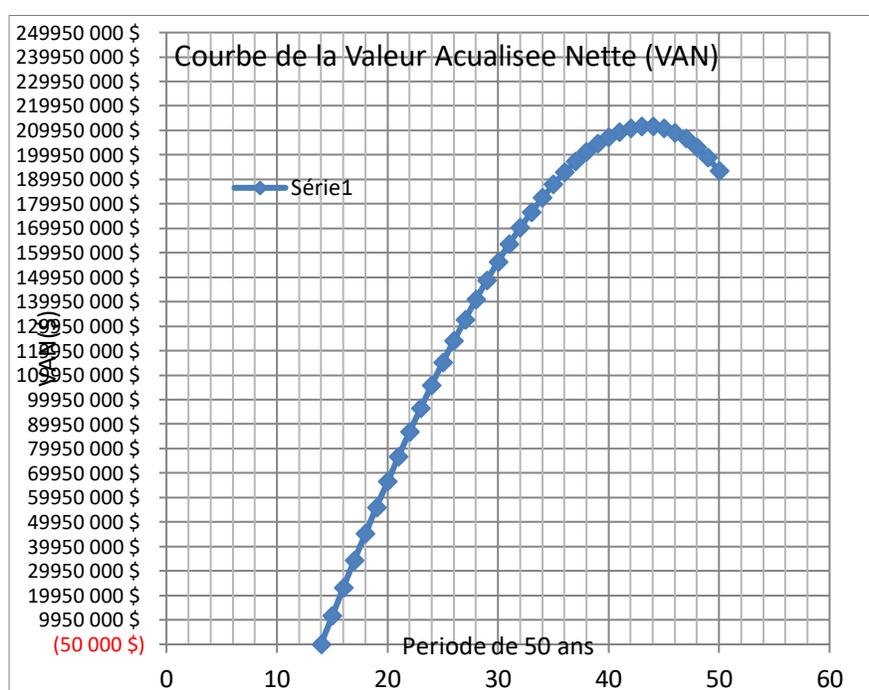
VAN = 227 417 686 \$	À 50ANS
----------------------	------------

### Conditions des prêts en Haïti

Prêt (Millions \$)			
140,280			
Puissance (kW)	22 134		
Production année (H)	8 760		
Opér+Maintenance+Rempl. (\$)	940 641		
Taux d'intérêt	8 %		
Taux d'inflation	10 %		
Taux d'Actualisation (Discount rate)	<b>1,60 %</b>		
Terme (ans)	10		
		\$variable-tous	
Prix kWh (\$)	0,125	les ans	
		\$Fixe-tous les	
Indexation du prix de vente	1%	ans	
	<b>B/C = 1,58</b>		
	<b>TRI =</b>	<b>SUR</b>	
	<b>IRR= 1,00 %</b>	<b>50ANS</b>	
	<b>TRI =</b>	<b>SUR</b>	
	<b>IRR= 1,02 %</b>	<b>25ANS</b>	
		<b>À</b>	
	<b>VAN = 31 815 853 \$</b>	<b>50ANS</b>	

Pour un prêt en Haïti sur 10 ans avec un taux d'intérêt de 8 % et un taux d'inflation de 10 %, un taux d'actualisation de 1,60 %, le projet sera rentable à partir de la treizième année (13 ans) (Figure 4.22). La VAN sur 50 ans sera de trente et un millions huit cent quinze mille huit cent cinquante-trois dollars américains. De même, Pour un prêt au Québec sur 10 ans avec un taux d'intérêt de 2 % et un taux d'inflation de 4 %, un taux d'actualisation de 1,60 %, le projet sera rentable à partir de la seizième année (16 ans) (Figure 4.21). La VAN sur 50 ans sera de deux cent vingt-sept millions quatre cent dix-sept mille six cent quatre-vingt-six dollars américains. Dans le cas du Québec, le prix économique du KWh sera de 0,08 \$US avec une indexation du prix de 1 % tous

ans. Dans le cas d'Haïti, le prix économique du KWh sera de 0,125 \$ US avec une indexation de 1 % tous les ans. Il existe aussi une situation intermédiaire avec des taux d'intérêt, d'inflation et d'actualisation respectivement de (5 %, 8 % et 1,60 %), pour la même période de 10 ans et le prix du KWh est de 0,10 \$US, le projet sera rentable à partir de la quatorzième année (14 ans) pour une Valeur Actualisée Nette de cent quatre-vingt-treize millions deux cent quatre-vingt-quatorze mille huit cent dix-huit dollars américains (Figure 4.23). Dans ce cas, les coûts de maintenance et de réparation seraient environ de sept cent soixante-seize mille trois cent soixante-dix-sept dollars américains (776 377 \$ US). Pour plus de détails sur le calcul des VAN (voir Annexe B-1.9 et B-1.10).



**Figure 4.23 Calcul de la VAN pour un prêt intermédiaire**



#### 4.4 Volet environnemental et social

Dans le volet environnemental, on évalue les contraintes des impacts de l'aménagement hydro-électrique sur l'environnement et l'eau brute, les mesures d'atténuation à prendre en raison du climat en vue de les minimiser. L'étude environnementale est très sensible et variable dans le temps cela pousse à considérer une fiabilité variable dans l'espace et le temps, des limites dans nos considérations. On sait que dans la pratique, un projet d'aménagement dure très longtemps depuis son étude jusqu'à sa réalisation, pendant cette longue période, les facteurs déterminant de l'environnement pourraient changer considérablement. Cela étant dit, les propositions faites doivent être prises avec précaution et pourrait évoluer tout au long de la construction des infrastructures pendant et après. Dans ce volet, l'impact de la desserte de l'électricité ne sera pas considéré non seulement il est encore trop tôt pour le faire mais encore l'instance d'exploitation comme l'Electricité d'Haïti (EDH) et l'Autorité Nationale de la Restructuration du Secteur de l'Energie (ANARSE) auront un rôle primordial à jouer.

L'expression d'ingénierie sociale constitue une démarche qui propose des actions d'accompagnement vis-à-vis d'un changement de comportement des populations. Autrement dit, l'ingénierie sociale permet de mettre les populations en confiance, de les sensibiliser par rapport à une action sociale spécifique. En fait, elle est un processus qui s'étend à toutes les phases d'un projet et est indispensable dans tout projet de développement communautaire (Dorsaint et St David, 2019).

L'ingénierie sociale peut se définir comme une discipline qui vise à obtenir une interaction optimale entre groupes et/ou individus qui participent ou qui devraient participer à un processus en vue de maximiser les intérêts de chacune des parties (Dorsaint et St David, 2019).

Dans cet aspect, nous allons analyser au regard du guide de systématisation de l'ingénierie sociale de la DINEPA, de la sauvegarde sociale et des approches communautaires d'autres pays pour l'implantation du projet dans le lieu choisi. L'objectif serait de concilier l'acceptabilité sociale du projet et sa relation avec l'objectif millénaire du développement en considérant la durabilité et la mobilisation sociales, le diagnostic communautaire. Plusieurs projets d'envergure font faillite en négligeant cet aspect important. D'où l'intérêt dans cette étude de faisabilité de regarder le volet de l'ingénierie sociale.

#### 4.4.1 Généralités

Pour faire l'étude du volet environnemental, il est important de circonscrire une zone d'étude. Cette zone d'étude comprend l'espace dont les limites ont été établies de manière à couvrir le territoire sur lequel des impacts sont susceptibles de se produire. En plus d'inclure toutes les infrastructures associées au projet de barrage, elle doit être suffisamment étendue pour englober tous les éléments potentiellement affectés de manière positive ou négative, directement ou indirectement par le projet, et ce, tant en phases de construction que d'exploitation (AECOM et UNDP, 2014).

La zone d'étude pour la centrale de L'Estère comporte trois niveaux présentés à la figure 4.13 et à la figure 4.14.

- Zone d'étude restreinte
- Zone d'étude élargie
- Zone d'influence du projet.

La zone d'étude restreinte est définie en fonction des ouvrages prévues pour le projet comme le barrage principal, les batardeaux, l'évacuateur de crues, le canal de fuite, la prise d'eau, la centrale, la poste de départ, les biefs amont et aval, les ouvrages connexes, les routes d'accès, les campements d'ouvriers, les aires d'entreposage, les bancs d'emprunt, les carrières, les zones de déblai.

La superficie de la zone d'étude restreinte est de 5 km<sup>2</sup>. Pour le milieu naturel, la zone d'étude restreinte correspond aux habitats qui seront directement touchés par le projet par suite des activités de déboisement, de dynamitage, ou encore par la modification du régime hydrologique.

Pour le milieu naturel, la zone d'étude restreinte correspond à :

- La zone d'inondation en amont du barrage plus une zone tampon de 1 km ;
- Le tronçon de rivière dont le débit sera modifié entre le barrage et la centrale à l'aval ;
- Le bief aval entre le canal de fuite et la première section de contrôle en aval ;
- Tous les secteurs qui seront touchés pour l'implantation des ouvrages connexes, incluant les lignes électriques.

Pour le milieu humain, la zone d'étude restreinte est celle où pourraient être ressentis certains des impacts directs ou indirects en période de construction ou d'opération de la centrale :

- Dérangeant par le bruit ou l'arrivée des travailleurs de l'extérieur ;
- Pertes de certains territoires agraires ;
- Pertes d'usage de la rivière par suite des modifications hydrologiques.

Les inventaires détaillés suivants seront réalisés à l'intérieur de cette zone :

- végétation ;
- habitats fauniques ;
- socio- économie ;
- utilisation du sol ;
- lieux culturels.

La zone d'étude élargie concerne les composantes qui seront affectées par les sources d'impact indirect du projet.

Pour le milieu naturel et le milieu humain, la zone d'étude élargie correspond à la limite du bassin hydrographique aménagé (partie en amont du barrage projeté) soit 13 km<sup>2</sup>. La zone d'étude élargie inclut la zone restreinte du projet. La majorité de la superficie de la zone d'étude élargie se situe entre la chaîne des Cahos et les sommets de la commune de Petite Rivière de l'Artibonite.

Les informations générales suivantes seront recueillies à l'intérieur de cette zone :

- Milieu naturel, aspect physique, aspect biologique, biodiversité ;
- Milieu humain en général ;
- Utilisation du territoire.

La zone d'influence du projet a été délimitée afin de tenir compte des enjeux environnementaux de la centrale, notamment sur le plan socio-économique, une zone approximative d'influence est définie en fonction des impacts prévus et des préoccupations socio-économiques s'y rapportant.

Cette zone inclut les communes de Petite Rivière de l'Artibonite, Dessalines, Boucan Carrée dans le plateau central et Estère. Toutefois, on portera une attention particulière aux communes Petite Rivière de l'Artibonite et Dessalines, lesquelles demeurent les plus concernées par l'aménagement de la centrale. La zone d'influence totalise une superficie de 840 Km<sup>2</sup>.

### **La participation de la population dans les phases d'un projet**

Les projets sont conçus pour les communautés, faudrait-il bien que les membres de la population soient au courant de l'ensemble des options techniques. Lors de cette rencontre, les techniciens doivent se mettre à l'écoute de la population pour recueillir leurs points de vue et leurs propositions. Ces nouvelles propositions permettent éventuellement de modifier certains aspects du document de projet. Tout ceci constitue une certaine forme de dialogue sociale continue à entamer avec la population. Ces différents types de dialogue peuvent favoriser la pérennisation du projet (Dorsaint et St David, 2019).

#### **4.4.2 Débit minimum écologique ou réservé**

À la croisée des domaines de la gestion de l'eau et du droit de l'eau, le débit réservé est le débit minimal d'eau (parfois exprimé en pourcentage du débit moyen total) imposé par l'autorité administrative aux propriétaires ou gestionnaires d'un ouvrage hydraulique (barrage, seuil, unité hydro-électrique) pour assurer un minimum d'écoulement au cours d'eau et ainsi une fonction minimale des écosystèmes aquatiques ou proche du lit.

Par son aspect règlementaire, en Europe ainsi que dans un nombre croissant de pays comme au Canada plus précisément le Québec, le débit réservé vise aussi, durablement et en permanence, à garantir la survie, la circulation et la reproduction des espèces aquatiques ou dépendantes de l'eau correspondant à un « débit minimum écologique ».

En France, la loi Pêche 1984 a fixé de façon normative le débit réservé au : 1/10<sup>e</sup> du débit interannuel moyen (module) pour tout nouvel aménagement. Dans notre cas sur la rivière de l'Estère, il y a des poissons de type "Ti lapia" dont les gens se nourrissent et qui a une portée économique dans la région. De ce fait, dans la passe à poissons qui sera construit dans le barrage, le débit réservé sera maintenu pour non seulement de ne pas assécher la rivière mais aussi de

préserver la couverture végétale, la stabilité du sol en période d'étiage. Il faut toutefois signaler que le débit d'étiage de la rivière qui peut être nul arrive souvent à être inférieur au débit réservé. (Figure 3.4)

Généralement, on considère les données sur au moins 5 années pour calculer le débit minimal écologique. Depuis plusieurs décennies des organismes environnementaux montrent qu'il est légitime de laisser un peu d'eau en aval des aménagements peu importe le déficit économique occasionné ainsi il y a des exceptions sur des tronçons très courts ou dérivés ou dans des zones perméables permettant la réalimentation de la nappe phréatique mais faute de contrôler tous les paramètres un débit minimal écologique supérieur à  $0,37 \text{ m}^3/\text{s}$  sera maintenue correspondant à 10 % du débit moyen interannuel sur 10 ans de la rivière de l'Estère qui est de  $3,69 \text{ m}^3/\text{s}$ . On prendra finalement pour débit minimal écologique  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  (Figure 3.4). Entre 25 et  $30 \text{ }^\circ\text{C}$ , l'évapotranspiration donne 4 mm par jour, ce débit minimal contribue pour équilibrer le déficit du bilan hydrique en cas de stress hydrique.

#### 4.4.3 Impacts sur l'environnement

L'évaluation des impacts de l'environnement est un domaine vraiment vaste qu'il faudrait plus de données pour pouvoir les étudier, mesurer leurs intensités, importances et leurs durées et proposer des mesures d'atténuation. Cette évaluation ne sera pas faite en détail dans cette étude mais on effleurera les principaux concepts à ne pas négliger dans les études spécifiques.

Quels sont les principaux enjeux ? Un enjeu est défini comme une composante susceptible d'influencer l'acceptabilité environnementale ou sociale d'un projet et qui peut être pris en compte lors de la conception même du projet. Identifiés en amont du processus d'évaluation environnementale, les enjeux détermineront la portée qui sera accordée aux diverses composantes environnementales et sociales dans l'analyse des impacts d'un projet. Dans cette étude, certains enjeux peuvent être déjà identifiés à l'aménagement de la centrale de l'Estère comme les enjeux liés au milieu naturel, milieu social et milieu physique.

Les enjeux susceptibles d'apparaître dans le milieu naturel sont l'érosion des bassins versants (déforestation, sédiments, inondation), la préservation de la biodiversité et le maintien du régime hydrologique de la rivière de l'Estère qui doit être compatible avec les usages actuels, l'application des lois sur l'environnement dans la mise en place de la dérivation provisoire tiendra

compte de ces aspects. De même un débit écologique minimum a été réservé pour la migration des poissons et la préservation de la faune et de la flore en amont et en aval du barrage projeté.

Les enjeux susceptibles d'influencer l'acceptabilité sociale du projet sont :

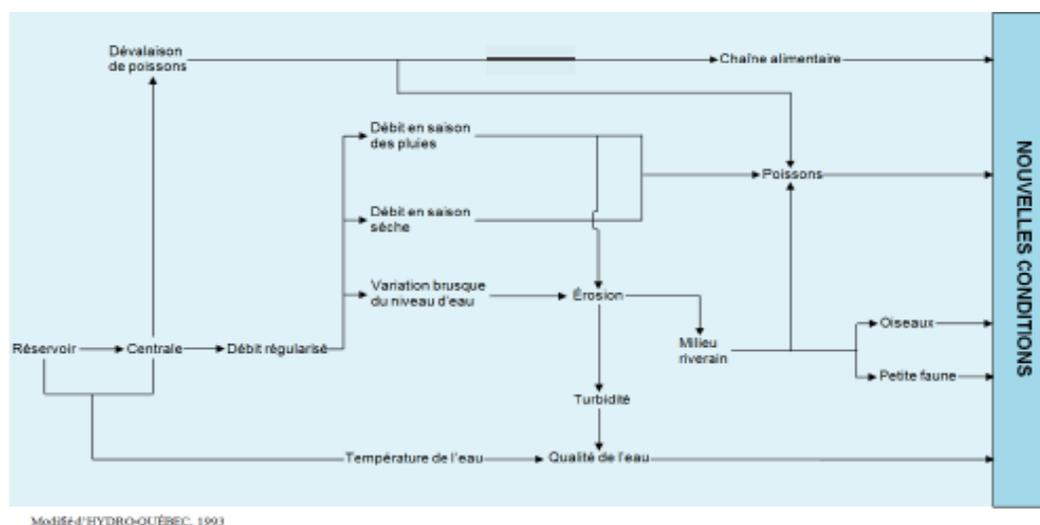
- L'électrification des localités/habitations limitrophes du projet ;
- La création d'emplois et d'opportunités d'affaires pour les populations futures ;
- Le maintien des activités assurant la subsistance des populations et/ou à desservir de nouvelles localités et habitations locales.

Cette étude permettra la production d'électricité laquelle sera transférée et vendue à EDH pour qu'il la distribue à travers son réseau. Cette énergie permettra, entr'autres, à EDH d'offrir une plus grande fiabilité d'alimentation en électricité aux usagers actuels. Une plus grande consultation publique doit être fait à ce sujet pour avoir l'attente des communautés limitrophes du projet.

La création d'emplois à haute intensité de main d'œuvre (HIMO) sera le fer de lance dans ce projet vu la méthode de construction utilisée, un millier de travailleurs locaux seront embauchés.

Le projet entrainera la perte de certaines habitations, équipements, autres fruitiers, parcelles de terre, etc... qui en devra être compensée adéquatement afin que les populations se retrouvent dans des conditions égales ou meilleures à celles qu'elles avaient avant le projet. Si tel n'est pas le cas, les ménages concernés s'appauvriront. L'enjeu consiste donc à éviter, lors de la conception finale du projet, toutes pertes pour les populations locales. Le cas échéant, les populations devront être compensées adéquatement de manière à se retrouver dans une meilleure situation économique et sociale.

Enfin, pour terminer cette analyse, dans le milieu physique, plusieurs facteurs devront être analysés comme le climat, la température, la pluviométrie, les caractéristiques topographique, géomorphologiques, hydrologiques, hydrographiques, miniers, etc... Pour étudier les impacts et les mesures d'atténuation, on utilisera la méthode d'Hydro-Québec (Voir Figure 4.24).



Source : AECOM et UNDP, 2014

**Figure 4.24 Canevas de suivi environnemental d'Hydro-Québec (1993)**

#### 4.4.4 Acceptabilité sociale du projet

En vue d'avoir une bonne acceptabilité sociale du projet, plusieurs activités vont être proposées dans le cadre de cette étude de faisabilité : la consultation publique, le diagnostic communautaire, la mobilisation sociale, la gestion des plaintes et l'aspect foncier ou donation de terrains.

La DINEPA via le MTPTC, en concertation avec les bailleurs, prône et applique l'approche participative des communautés à tous les niveaux d'un projet.

Dans le cadre de la réalisation de chaque sous-projet où une construction/mise en place d'un service public s'avère nécessaire, la communauté doit être prête à participer de façon effective pour la bonne réalisation du projet dans la zone.

Selon les procédures, chaque sous-projet fera l'objet d'un filtrage et devra analyser la nécessité d'acquérir des terres pour la construction ou l'extension de l'infrastructure en eau potable et assainissement. Dans le cadre du programme, la donation de terrain est possible, toutefois, certains critères d'éligibilité doivent être remplis.

#### 4.4.5 Loi Québécoise sur la sécurité des barrages

Dans cette section, on se basera sur les lois existantes au Québec, car elles sont plus fiables et actualisées. Elles pourraient être renforcées par celles existantes en Haïti sur l'environnement tout étant non préjudiciable pour le projet d'aménagement. Peu importe le projet, il a des conséquences ou impacts sur son environnement voire un projet d'envergure comme un aménagement hydro-électrique qui pourrait s'étaler pendant des siècles dans une zone. Le but de ce paragraphe c'est de trouver les lois qui protègent les gens, les biens et l'environnement en préconisant des critères de conception minimale à respecter non seulement par les propriétaires ou concepteurs de barrages mais aussi par des pays auprès de l'institution internationale qui s'occupe des barrages, c'est-à-dire *International Commission of Large Dams (ICOLD)*.

En Haïti, malgré la présence d'une dizaine de barrages et plus d'un siècle dans la production hydroélectrique, pionnière dans les Caraïbes, le MTPTC via l'EDH ne dispose pas de loi sur la sécurité des barrages.

Dans ce mémoire, l'idée a été de focaliser sur la loi québécoise sur la sécurité des barrages actualisée en Février 2020. Cette loi vise à protéger les personnes et les biens contre le risque associé à la présence de ces ouvrages. D'après le chapitre II de la LSB, notre barrage a une forte contenance car sa hauteur dépasse une soixantaine de mètres. Vu l'importance de sa contenance, il nécessite une autorisation du ministère qui gère ce volet. Actuellement, l'ANARSE, EDH, MTPTC, MARNDR, ME doivent se concerter pour transférer certains pouvoirs à un organisme qui s'occupe du développement de ce secteur. Selon, l'art.14 de la LSB, tout barrage de forte contenance doit être classé d'après son type, sa localisation, ses dimensions, sa capacité de retenue, son âge, son état et les conséquences de sa rupture sur les biens et les personnes.

La LSB a 7 chapitres et 50 articles. Des amendes varient de 500 \$ à 1,000,000 \$ pour les contrevenants. Une grande importance est accordée à la qualité de l'ingénieur qui valide les plans et devis détaillés, la fréquence des inspections, le respect des conditions des autorisations et la disponibilité des registres sur les barrages.

Les règlements contiennent 83 articles et 6 chapitres. Les règlements détaillent la loi québécoise sur la sécurité des barrages. Les trois choses importantes à rechercher dans cette analyse :

- 1) le classement du barrage
- 2) la vulnérabilité de la zone (V)
- 3) la mesure des conséquences de la rupture du barrage (C)

Avant d'aller plus loin, des concepts de base doivent être précisés au regard de la loi, la hauteur d'un barrage est la hauteur verticale entre le point le plus bas du terrain au pied aval du barrage et le point le plus élevé de la crête du barrage (art.2) ; la capacité de retenue d'un barrage est le volume total de la retenue au niveau maximal d'exploitation. A moins que des relevés plus précis de terrain, bathymétriques ou autres ne soient disponibles pour mesurer avec plus de précision la capacité de retenue, celle-ci est égale à :

1. Dans le cas d'un barrage construit au droit d'un cours d'eau est le produit de la longueur de refoulement par la moitié de la hauteur de retenue multiplié par la largeur moyenne du cours d'eau créé par le barrage ;
2. Dans les autres cas, au produit de la superficie de retenue et la hauteur de retenue.

La hauteur de retenue est la distance verticale entre le point le plus bas du terrain naturel au pied aval du barrage et le niveau maximal d'exploitation (art.3).

L'article 5 des règlements renforce l'article 31 de la loi québécoise sur la sécurité des barrages qui parle des répertoires des barrages. Le repérage des barrages est très important pour leur suivi. Ces points doivent être mentionnés dans le barrage inclus dans notre aménagement.

1. Le nom du barrage ;
2. Les nom et adresse du propriétaire du barrage ;
3. L'année de la construction du barrage ou des modifications apportées ;
4. Les utilisations du barrage ;
5. Une description du barrage indiquant notamment le type auquel il appartient, sa hauteur, sa capacité de retenue ainsi que la hauteur de sa retenue et le type de terrain de fondation ;
6. Les données hydrologiques et hydrauliques du barrage, notamment sa capacité d'évacuation s'il est à forte contenance, la superficie du réservoir, et le cas échéant, la longueur de refoulement de celui-ci, la mention des autres ouvrages présent en amont et en

- aval et, dans le cas où le barrage fait partie d'un aménagement, la mention des autres ouvrages en faisant également partie ;
7. La zone de sismicité dans laquelle se situe le barrage, déterminée selon la carte des risques sismiques d'Haïti ;
  8. Une ou plusieurs photographies du barrage ;
  9. La classe du barrage ;
  10. Le niveau des conséquences d'une rupture du barrage ;
  11. L'année au cours de laquelle il est prévu une évaluation de la sécurité du barrage ainsi l'année de sa réalisation effective ;
  12. L'année au cours de laquelle, le cas échéant, le barrage a fait l'objet d'un changement d'utilisation susceptible d'avoir des conséquences sur sa sécurité ainsi que, s'il y a lieu, celle au cours de laquelle il a fait l'objet d'une cessation définitive ou temporaire de son exploitation.

Le chapitre 3 des règlements fait référence aux dispositions à prendre pour les barrages à forte contenance. Pour le classement (Tableau 4.9), d'après l'article 9, le classement de tout barrage en fonction des risques qu'il présente pour les personnes et les biens est fondé sur le produit de sa vulnérabilité (V) art.12 et le niveau des conséquences d'une rupture du barrage (C) art.16, auquel on attribue la valeur << P >> qui est la dangerosité dans la formule, <<  $P=VXC$  >>.

**Tableau 4.9 Classe des barrages en fonction de la dangerosité P.**

Valeur «P»	Classe du barrage
$P \geq 120$	A
$70 \leq P < 120$	B
$25 \leq P < 70$	C
$P < 25$	D

La mesure de la vulnérabilité (V) d'un barrage résulte de la multiplication de la moyenne arithmétique des paramètres physiques constants et la moyenne arithmétique des paramètres variables (art.12).

Les paramètres physiques constants à prendre en compte sont la hauteur du barrage, le type auquel il appartient, sa capacité de retenue, et le type de terrain de fondation (art.13)

Les paramètres variables à prendre en compte sont (art.14) :

- 1) l'âge du barrage ou durée de sa vie utile
- 2) la zone de sismicité de la zone du barrage
- 3) l'état du barrage (indéterminée à très bon)
- 4) la fiabilité des appareils d'évacuation (adéquante à indéterminée).

La mesure des conséquences (C) d'une rupture d'un barrage est fonction du niveau des conséquences de sa rupture.

Le niveau des conséquences d'une rupture du barrage est déterminé selon les caractéristiques du territoire qui serait affectée par la rupture localisée, sauf exception, en aval du barrage et considérant, parmi plusieurs scénarios de rupture, celui qui entraîne le niveau des conséquences le plus important. Ces caractéristiques sont évaluées en termes de densité de population et d'importance des infrastructures et services qui seraient détruits ou lourdement endommagés en cas de rupture (art.17) (Tableau 4.10 et Tableau 4.11).

**Tableau 4.10 Niveaux de conséquence de rupture d'un barrage et crue de sécurité (art.21)**

Niveau le plus élevé des conséquences d'une rupture du barrage en période de crue	Crue de sécurité du barrage
Minimal ou faible	Centennale* (1: 100 ans)
Moyen ou important	Millennale* (1: 1 000 ans)
Très important	Décamillennale* (1: 10 000 ans)
Considérable	Crue maximale probable

\* Crues de sécurité exprimées selon leur probabilité de récurrence.

**Tableau 4.11 Fréquence des visites de reconnaissance et d'inspection des barrages**

Activités de surveillance	Nombre et fréquence des activités de surveillance selon la classe du barrage				
	A	B	C	D	E
Visite de reconnaissance	12/année	6/année	2/année	2/année	1/année
Inspection	1/année	1/2 ans	1/5 ans	1/8 ans	1/10 ans

Les droits exigibles d'après le coût des travaux pour ce barrage sont environ 70,000 USD.

Paramètres physiques constants

Hauteur(m) /Point	Type de barrage	Capacite de retenue( $\times 10^6 \text{m}^3$ )	Type de terrains de fondation	Somme
73	Enrochement avec masque amont en béton	50	Alluvion ou inconnu	
7	3	3	10	<b>23</b>

## Paramètres variables

Age du barrage en remblai/Point	Séismicité	Fiabilité des appareils d'évacuation	Etat du barrage	Somme
0	Forte (0,50)	adéquate	acceptable	
8	8	1	5	<b>22</b>

Mesure des conséquences d'une rupture /Considérable-10 points

Niveau de conséquence des territoires affectées (considérable)

Calculons la dangerosité (P) du barrage :  $P = VXC$

$$C=10 ; \quad V = (23+22) / 2 = 22,5 \quad V = 22,5 ;$$

$$P = 22,5 \times 10 = 225 ; \quad \mathbf{P = 225.} \quad P > 120 \text{ donc le barrage est de Classe } \mathbf{A.}$$

## CHAPITRE 5

### CONCLUSION

Somme toute, il existe un aménagement hydro-électrique qui respecte l'environnement, basé sur les énergies renouvelables qui peuvent fournir non seulement de l'eau potable, protéger les populations contre les inondations, irriguer les terres agricoles mais aussi produire de l'électricité tout en restant vigilant face aux aléas des changements climatiques. L'ensemble des travaux présentés dans ce mémoire visait à utiliser une méthode appropriée pour déterminer le potentiel hydro-électrique d'un bassin versant non jaugé en considérant la méthode de Myer dite méthode de transfert de données entre bassins similaires ou voisins. Pour donner suite à l'application de l'outil, à savoir le débit d'équipement, le débit de dérivation provisoire et le débit extrême au cas d'étude de la rivière de l'Estère, ce chapitre de conclusion fait la synthèse des travaux réalisés, en présente les limitations et enfin met l'emphasis sur les indications de recherche future.

#### 5.1 Synthèse des travaux

Dans ce mémoire sur l'étude de faisabilité d'un aménagement hydroélectrique sur les rivières non jaugées : cas de la rivière de l'Estère dans l'Artibonite, toutes les composantes ont été évaluées depuis le site potentiel et la comparaison de trois variantes. Dans le but de proposer une étude techniquement faisable, économiquement rentable et dans le strict respect de l'environnement, on a entamé ces travaux de recherche. Cette section trace le cheminement suivi jusqu'à la présentation des résultats ainsi des différentes méthodes utilisées à cet effet.

Dans un premier temps, la revue de la littérature a permis de faire l'état des lieux des différents méthodes utilisées pour la détermination du potentiel hydro-électrique des bassins versants non jaugés ainsi des aménagements hydro-électriques récents, semblables et voisins avec celui projeté. Parmi les problèmes rencontrés, il y a la non-disponibilité des données hydrologiques, leur qualité, leur homogénéité et la valeur du coefficient de Myer ou de Francou-Rodier à utiliser en vue de transposer les données entre bassins versants dont l'un jaugé et l'autre non jaugé. Parmi les solutions existantes proposées, certains donnent de bons résultats comme la méthode de Myer pour le débit d'équipement, la méthode de l'analyse fréquentielle (Gumbel) pour les valeurs extrêmes

d'autres ont été utilisées dans des parties spécifiques comme le débit de la dérivation provisoire (méthode de Fuller). Cette étude a été faite suivant les volets technique, économique, environnemental et social sans oublier le volet juridique sur la sécurité des barrages. Un résumé des caractéristiques des trois variantes a été présenté mais avec une proposition détaillée de la variante 1 qui est la plus faisable techniquement et la plus rentable économiquement dans l'intervalle de 25-50 ans à savoir une conduite bétonnée en galerie unique avec bifurcation en trois centrales de 13 m<sup>3</sup>/s pour chaque groupe. Les deux autres variantes ont été négligées pour les raisons suivantes : la longueur de la conduite forcée, la sensibilité du critère de réglage des groupes, le coût des conduites en acier, le coût de la cheminée d'équilibre et l'incertitude sur la capacité du sol comme couverture rocheuse en surpression maximale en amont des directrices.

Dans un second temps, la méthodologie proposée pour le volet économique a été de comparer plusieurs options l'une en faisant un prêt au Québec, l'autre en faisant un prêt en Haïti et une troisième intermédiaire entre les deux autres. La valeur actualisée nette, le taux de rendement interne et le taux d'actualisation ont été calculés et présentés. Dans les trois options, l'aménagement prendrait au moins une dizaine d'années avant d'être rentable et serait très rentable après 25 ans pour un TRI de 1.02 %.

Dans un troisième temps, l'application de la loi québécoise sur l'environnement, l'acceptabilité sociale du projet et la loi sur la sécurité des barrages ont permis de réserver le débit minimal écologique pour la survie des poissons, de la flore et de la faune comme préconisée par Hydro-Québec et les organismes environnementaux. Les différentes analyses des caractéristiques de l'aménagement l'ont classé en catégorie A, considérant sa contenance et sa vulnérabilité. Les détails des calculs de la centrale, de l'évacuateur de crue, de la dissipation d'énergie et de la valeur actualisée nette ont été présentés en Annexes ainsi les abaques pour les calculs de prédimensionnement des turbines.

En résumé, l'objectif principal de ce mémoire a été atteint dans la mesure qu'il reste à approfondir les études hydrologiques sur la rivière de l'Estère ou dans tout le bassin versant en vue d'avoir dans le futur de bonnes quantités de données. Cette actualisation des données permettra de calculer l'hydraulicité de la rivière et profilera une étude sur un complexe d'aménagement sur cette rivière très importante dans le réseau hydrographique haïtien. De même, l'étude géotechnique de la zone

projetée pour le barrage doit être évaluée en vue d'avoir une meilleure connaissance de la capacité portante du sol, sa consistance pour la mise en place de la conduite bétonnée.

## 5.2 Limitations des travaux

En raison de contraintes d'ordre instrumental, possibilité de faire des analyses au laboratoire et in situ comme les analyses de sol, le relevé topographique et autres. Certains paramètres de la recherche n'ont pas été approfondis. Cela n'enlève rien à cette étude de faisabilité qui couvre presque tous les aspects à ce niveau d'incertitude. Dans cette section, on relate quelques-uns :

1. **Capacité portante du sol.** Le présent travail ne prend pas en compte la capacité portante du sol au site projeté du barrage pour la fondation car une analyse géotechnique n'a pas été faite mais évaluée sur la base de la carte géologique disponible et supposé non rocheux.
2. **Données hydrologiques.** Le nombre de données hydrométriques au pont Benoit de l'Estère se limite à dix (10) années de données très peu pour des projections futures mais le transfert des données a été faite avec celles de Péligre et comparée avec ces dernières toutefois avant l'étude détaillée, on utilisera des données récentes et suffisantes sur le site projeté en vue de valider les données estimées.
3. **Couverture rocheuse.** L'épaisseur minimale de la couverture rocheuse est importante pour la protection des conduites forcées, en attendant la validation de la structure géotechnique des massifs supposés calcaireux fissurés, une épaisseur supérieure au minimum a été utilisée dans les calculs.
4. **Transport des sédiments.** Le traitement des sédiments n'est pas traité de manière détaillée dans cette étude sachant que c'est un aménagement hydro-électrique avec réservoir de marnage de 20 m, la tranche morte n'aura pas d'incidence des sédiments dans le canal d'amenée.
5. **Débit d'équipement.** Le débit d'équipement a été fixé à  $39 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui est proche de la médiane des débits moyens maximum sur les dix (10) années de données de l'Estère (Tableau 4.1), ce débit pourrait être augmenté de 50 % si les débits estimés se valident en faisant des mesures avant les études détaillées de l'AHE.

### 5.3 Indications de recherche future

Ce mémoire n'est pas complet dans la mesure où des analyses hydrologiques plus poussées devraient être faites. Une étude plus détaillée avec des études environnementales et sociales, une étude géotechnique permettra d'ériger cet aménagement au site projeté. De même, un complexe d'aménagement pourrait faire l'objet d'une autre étude. Certaines réflexions ont été soulevées dans ce travail de recherche qui pourrait par la suite approfondie. Cette section en relate de manière succincte.

1. Le coefficient de Myer ou coefficient de transfert des bassins similaires a été fixé au regard des expériences de plusieurs firmes françaises dans les caraïbes et en Afrique. En faisant des recherches plus poussées dans le futur, on pourrait mieux situer cette valeur. De même, suivre l'évolution des données hydrologiques entre Péligre et Estère pourrait confirmer cette valeur empirique de 0.8 comme valeur de référence.
2. La cheminée d'équilibre dans la variante 3 et la conduite en acier dans la variante 2 pourront faire l'objet de recherche dans le futur à condition que la couverture rocheuse le permet. Ou du moins, à la suite de l'analyse géotechnique du site et une analyse économique du coût de l'acier à l'aide des surpressions pour la variante 2.
3. Le transport des sédiments n'a pas été développé dans ce travail de recherche. C'est un point essentiel que l'on pourrait exploiter lorsqu'on sait le problème engendré par le transport des sédiments au barrage de Péligre seulement après quelques décennies de sa construction. Ce paramètre pourrait servir de piste de solution pour les barrages futurs dans le pays et estimer du coup la densité des granulats qui les composent.

## BIBLIOGRAPHIE ET RÉFÉRENCES

Adam, P. (2011). *Précis d'hydrogéologie et de Forage d'Haïti*, Tome 4

ADEME. (2003). *Guide de montage de Projets de petite hydroélectricité*, France

[www.france-hydro-electricite.fr](http://www.france-hydro-electricite.fr) consulté en juillet 2020

[https://btp-cours.com/guide pour le- montage-de- projets-](https://btp-cours.com/guide-pour-le-montage-de-projets)Consulté le 18/07/2020.

AECOM et UNDP (2014) -Etude de faisabilité environnementale de microcentrale dans le Sud et Cavaillon, Haïti

Casagrande, A. (1937).” *Seepage through Dams*”,J. New Engl. Water Works Assoc. ,June 1937

Banque Mondiale. (2020). Catastrophes naturelles et accès à l'eau

[www.banquemondiale.org](http://www.banquemondiale.org) consulté en juillet 2020

BME. (1991).Plan National de l'Energie

[www.bme.gouv.ht/plan national de l'énergie](http://www.bme.gouv.ht/plan-national-de-l-energie) consulté en juin 2020

Brière, F.G. (2009) -*Distribution et Collecte des eaux*, Presses internationales Polytechnique, Montréal, Québec, Canada

CFBR. (2011). Comité Français des Barrages et Réservoirs

[www.barrages-cfbr.eu](http://www.barrages-cfbr.eu) consulté en juillet 2020

CIAT-LGL-GIRE (2010) -Découpage des bassins versants d'Haïti, Haïti

Développement durable, environnement et lutte contre les changements climatiques, Québec (2015). Document sur l'aménagement batardeau et canal de dérivation.

Dorsaint, J, E. et St David, E. (2019). *Guide de systémisation de l'ingénierie sociale* . DINEPA

DINEPA. (2014). Référentiel Technique de la DINEPA

[www.dinepa.gouv.ht](http://www.dinepa.gouv.ht) consulté en juillet 2020

DINEPA. (2020). Accès à l'eau potable

[www.dinepa.gouv.ht](http://www.dinepa.gouv.ht) consulté en juillet 2020

- ENSEEIH. (2020). Ecole nationale supérieure de l'électrotechnique, de l'électronique, d'informatique et d'hydraulique et des télécommunications  
[hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0607/beire/2/html.index.html](http://hmf.enseeiht.fr/travaux/CD0607/beire/2/html.index.html)-consulté le 18/07/2020.
- Foster, M., Fell, R., Spannagle, M. (2000). The statistics of embankment dam failures and accidents, *Canadian Geotechnical Journal*
- Francou, J. et Rodier, J.A (1969).Essai de classification des crues maximales. AIHS Publication (les crues et leur evaluation),Vol I,No 84,p.518-27.
- Fuamba, M. (2017). CIV8310-*Aménagements et structures hydrauliques*, Notes de cours, Polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, Canada
- Fuamba, M. (2015). HYD5000-Notes de cours, ISTEAH, Haïti
- Gadelle, F. (1995). Le monde manquera-t-il d'eau ? p.9-14, vol.6, No.1
- Garros-Berthet, H. et Goguel, B. (1992) - Révision de la crue du barrage de Péligne. Coyne & Bélier, France
- GIEC. (2014). Changement climatique 2014.Atténuation du changement climatique, Rapport Technique, Résumé à l'intention des décideurs
- Ginocchio, R et Viollet, P-L. (2012). *L'Energie hydraulique*,2eme éd., Lavoisier, France
- Guillot, P. et Duban, D. (1968) -Estimation de valeurs extrêmes de crues à partir des précipitations, Mélanges M.PARDE,Grenoble,p.283-293.
- Gupta, S. R. (1989). *Hydrology & Hydraulic systems*, Prentice hall, New Jersey, USA
- Hager, H. W & Schleiss, J, A. (2009). *Constructions hydrauliques*, EPFL, Volume 15, Suisse
- IHSI. (2020). [www.rgph-haiti.ht](http://www.rgph-haiti.ht), consulté le 11 juillet 2020  
[www.ihsi.ht](http://www.ihsi.ht)/consulté en mai2020
- Johannesburg. (2002). Sommet Mondial sur le Développement durable
- Joseph, G. (2006). *Etude du potentiel des ressources en eau d'Haïti pour répondre à la pénurie de l'eau potable*, Mémoire, INRS, Québec
- Le Nouvelliste. (2017). Les ressources renouvelables en Haïti, p.6-7
- Le Nouvelliste. (2017). Problématique de l'Energie. Le nouvelliste,39979
- Le Nouvelliste. (2020). Le barrage de Marion sera prêt dans dix mois, Le Nouvelliste, 211383  
[www.lenouvelliste.com](http://www.lenouvelliste.com) consulté le 11 juillet 2020

MENDEZ, R.A. V (2009). *Critères de sélection des méthodes de simulation numérique des écoulements non permanents dans les réseaux de drainage*. Mémoire de maîtrise, CGM, Polytechnique de Montréal, QC

McCarthy, D.F. (1982). *Essentials of soils mechanics and foundations*, 2<sup>nd</sup> ed., Reston Publishing inc, Reston, Va., USA

Nzakimuena, T-J. (2019) - *Centrales Hydroélectriques-Système de production-Etude sommaire et Conception*, AECOM-Hydro-Québec

Nzakimuena, T-J. (2020). Chiffrier Excel, notes de cours CIV8310, Polytechnique de Montréal, Québec, Canada

Piton, G. (2012). Méthode de Transfert des bassins, Grenoble, France

[www.fun-mooc.fr/guillaumepiton](http://www.fun-mooc.fr/guillaumepiton) consulté en mai 2020

Rémeniéras, G. (1999). *-Hydrologie de l'ingénieur*, Tome 6, Eyrolles, France

Rhouzlane, S et Aboulhassane, A. (2014). *Cours de Barrages*, Ecole Hassania des Travaux Publics, Casablanca, Maroc

SOUABNI, O. (2015). Etude hydrologique dans le cadre du dimensionnement d'un barrage collinaire-cas du site d'Ardouz-Maroc-Mémoire-72p. [www.academia.edu/5997105/determination de la crue de projet](http://www.academia.edu/5997105/determination-de-la-crue-de-projet) consulté le 15 Mars 2021.

Terzaghi, K. & Peck, R.B. (1967). *Soils Mechanics in Engineering Practice*, 2<sup>nd</sup> Ed., John Riley and Sons, inc, New York, USA

TPTC. (2020). Rapport d'Hydro-Québec sur la stratégie de l'EDH consulté en mai 2020

[www.gexperthaiti.com/haiti/ministere\\_TPTC/edh-strat-Oct.06/Hydro-Quebec](http://www.gexperthaiti.com/haiti/ministere_TPTC/edh-strat-Oct.06/Hydro-Quebec)

Tibeaud, H.(2013).Etude de faisabilité d'une mini centrale hydroélectrique sur la rivière de Momance .Mémoire / FDS/UEH/Génie électromécanique

[www.jobpaw.com](http://www.jobpaw.com) consulté en Août 2020.

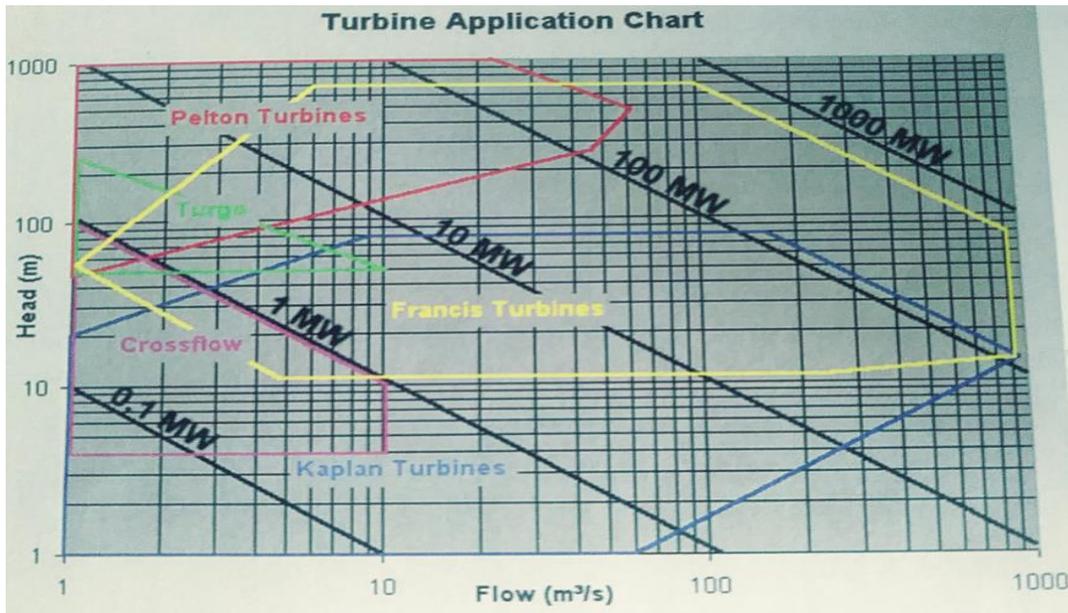
UEH (2013). Répertoire des mémoires/génie électromécanique/FDS

[www.ueh.edu.ht/repertoire-memoire/fds-genie électromécanique](http://www.ueh.edu.ht/repertoire-memoire/fds-genie-electromecanique) consulté en mai 2020

US. Army Engineers Corps (1999). *Evaluation des ressources d'eau d'Haïti*

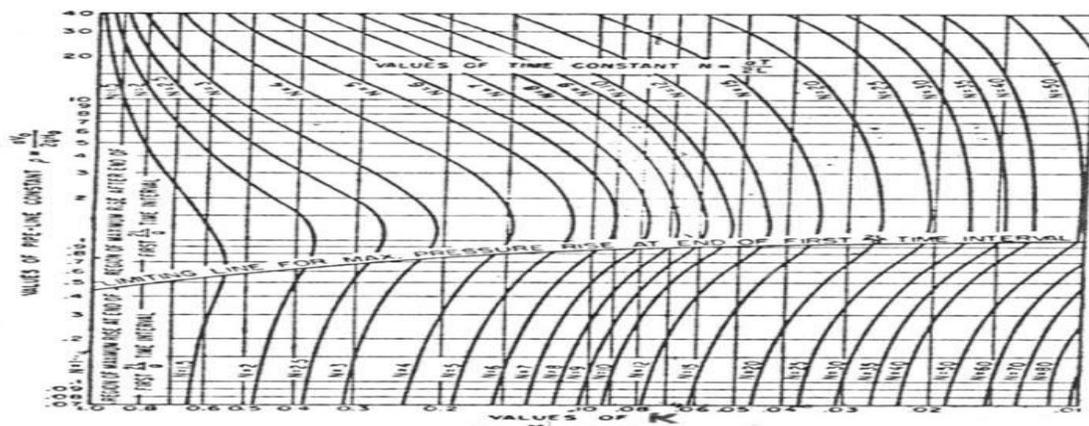
# ANNEXES

## ANNEXES-A



Source : Nzakimuena,2019

### A-1.1 Abaques des turbines



RAY S. QUICK'S WATERHAMMER CHART FOR UNIFORM GATE OPERATION  
Figure 44

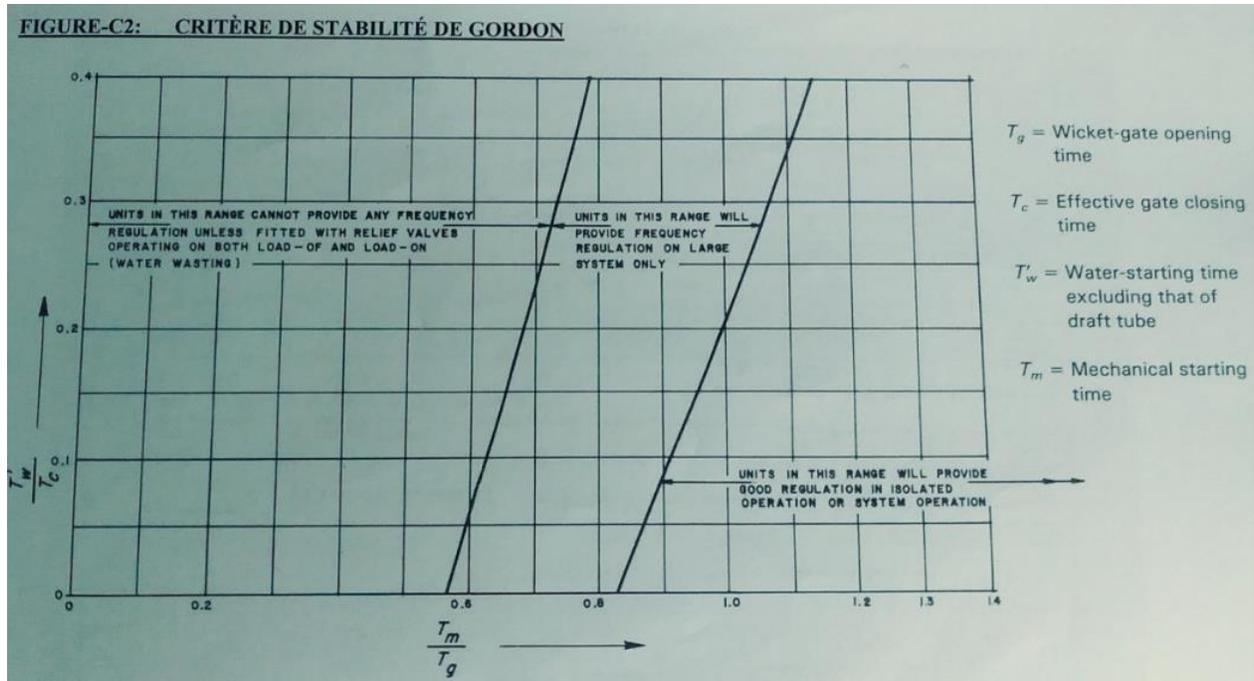
$$\frac{H_0 + \Delta H}{H_0} = 1 + 20K$$

$$H_0 + \Delta H = H_0 + 20KH_0$$

$$\Delta H = 20KH_0$$

Source : Nzakimuena, 2019

### A- 1.2 Abaque Ray S.Quick pour le calcul des surpressions



Source : Nzakimuena, 2019

### A-1.3 Critères de stabilité de Gordon

#### A-1.4 Calcul de la dérivation provisoire

##### 4.2.6.1 Caractéristiques de la dérivation provisoire/ses canaux d'amenée et de fuite

##### 1-Données de base

Débit de conception /Etude hydrologique (Q -1/20 ans) : 114 m<sup>3</sup>/s

Longueur de la galerie = **114,00** m (plan)

Longueur Canal d'amenée = **40,00** m (plan)

Longueur Canal de fuite = **40,00** m (plan)

Niveau de la rivière à l'amont pour 114 m<sup>3</sup>/s

(N<sub>riv.amont</sub>) =

**141,61** m

Niveau de la rivière à l'aval pour 114 m<sup>3</sup>/s

(N<sub>riv.aval</sub>) =

**140,00** m

Élév. de la voûte à l'aval = N<sub>riv. aval</sub> pour écoul. en charge =

**140** m

Pente du radier de la galerie =

**1,20%**

Élévation de la voûte à l'amont =

141,37 m

Coefficient de Manning =0,030 avec surexcavation

Coefficient de pertes de charge K entrée = 0,50 ; K sortie = 0,80

Revanche pour le batardeau=2,50 m

2-Géometrie de la galerie/ D renversée

Dimension Galerie	Largeur (B) m	Hauteur (L) m	Aire (m <sup>2</sup> )	Périmètre mouillé Pm (m)	Rayon hydraulique Rh (m)	Volume excavé (m <sup>3</sup> )
6 m x 6 m	6	6	33,29	21,95	1,52	3974,56

3-Hydraulique pour la galerie en charge et le débit de conception 1/20 ans

Dimension Galerie	Vitesse de Manning (V) m/s	Pertes de charges linéaires (hl) m	Pertes de charges singulières (entrée et sortie, hs) (m)	Pertes de charges totales ht (m)	Niveau d'eau amont (m)	Section
6 m x6 m	3,42	0,84	0,78	1,61	141,61	Economique

4-Cotes en crêtes-volumes batardeaux amont

Dimension Galerie	Cote en crête (m)	Epaisseur minimal (m)	Section batardeau b=8 m, Cc=160 m	Volume batardeau amont (m <sup>3</sup> )
6m x6 m	144,11	9	Lc=195m, Co=130m, Lg=80m, Ld=85m, pente amont=1,7/1; pente aval =1,6/1	91001,45

5-Canal d'amenée de la dérivation provisoire

Débit de conception/automnal =3,30 m<sup>3</sup>/s

Coefficient de débit (C)=1,64 ;  $\mu=0,37$

Niveau d'eau en aval du massif =141,37 m

Dénivellation niveau d'eau amont/aval du batardeau=2,50 m

Niveau d'eau maximum en amont du batardeau pendant la fermeture=143,87 m

### Calcul du calage et de la longueur du seuil d'entrée

Longueur du seuil= 10 m ; pente du radier<15%

Lame d'eau sur le seuil=0,34 m ; Cote maximale du seuil=143,53 m ;

### A-1.5 Calcul de l'EVC

#### 4.2.6.2 Systèmes d'évacuation de crues

Les caractéristiques de l'évacuateur de crue et ses accessoires sont :

1-Données de base

Débit de conception/Étude hydrologique/Crue Décamillénale majorée de 20%

CMP =Crue de 1/10000 majorée de 20%=3960 m<sup>3</sup>/s avec empiètement de 1 m

Débit d'évacuation au niveau d'exploitation maximale sans empiètement=3920 m<sup>3</sup>/s

Coefficient ( $\mu$ ) = 0,41 Coefficient (C) de débit = 1,82

Coefficient ( $K_p$ ) de contraction due aux piliers = 0,01

Coefficient ( $K_a$ ) de contraction due aux murs latéraux = 0,05

Rapport (e) Hauteur/Largeur de la vanne = 1,54

Donner le nombre ( $N_r$ ) de passes d'évacuation (pour essais) = 4

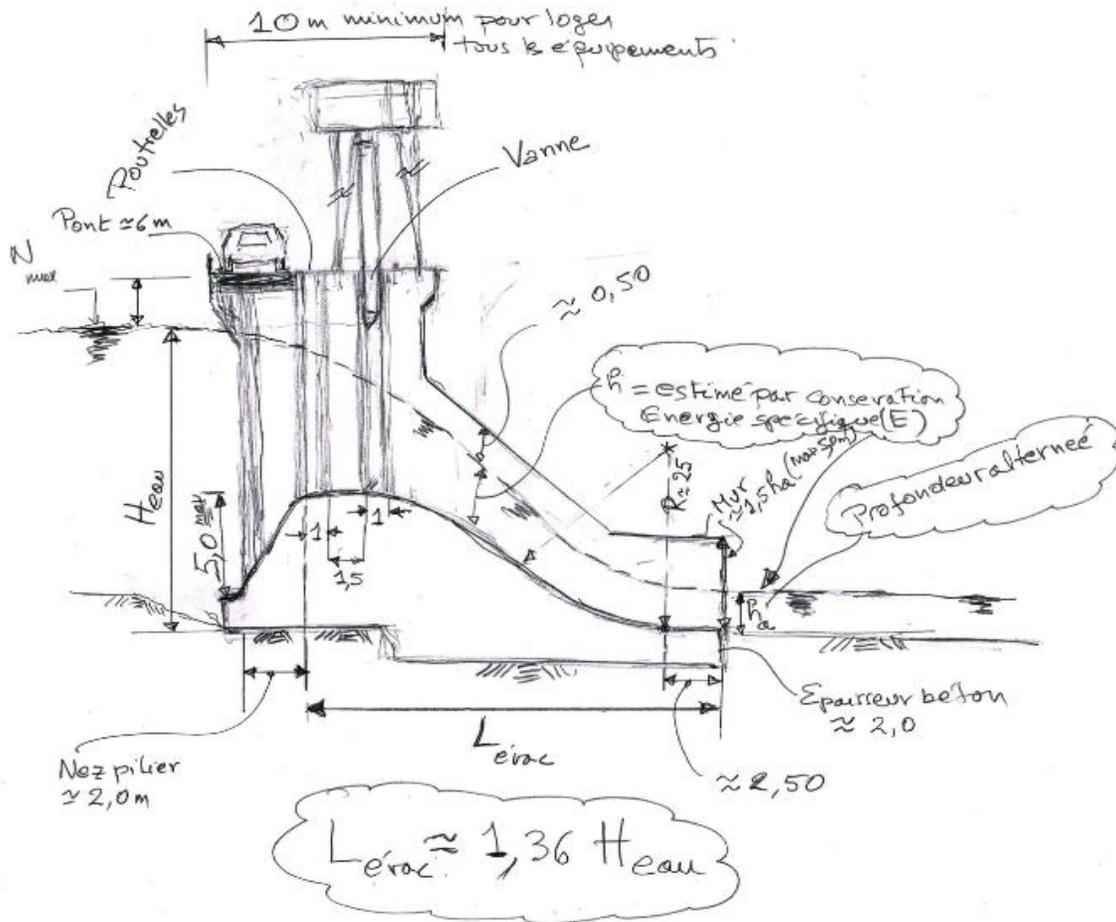
La charge ( $H_e$ ) pour évacuer le débit ci-dessus est (m) = 14,62

Largeur (b) d'une passe = 9,50 m

Débit évacué avec l'empiètement (m<sup>3</sup>/s) = 3980

Largeur des piliers =	4 m
Largeur des murs latéraux =	2 m
Largeur totale d'une passe =	37,98 m
Largeur efficace (B') des passes=	35,35 m
Largeur totale de l'évacuateur =	53,98 m
Vitesse moyenne (m/s)	7,00
Energie cinétique	2,50 m
Niveau d'eau au droit de l'EVC (m)	197,5
Cotes maximales normales d'exploitation (m) =	200
Cotes de la crête du seuil d'évacuateur (m) =	185,38
Équation du seuil pour le coursier : $Y = X^2/K$	$K = 4H_0 =$ 49,72
$H_0 = 85\% \cdot H_e$	$K = 4H_e =$ 58,50

<b>CANAL D'AMENÉE</b>		
Vitesse d'approche dans le canal (m/s) =	<b>3,75</b>	(entre 3 et 4m/s)
Profondeur d'écoulement au droit du seuil=	<b>19,66</b>	m
	<b>Hauteur minimale de la pelle (P) = 5,75</b>	
Pelle verticale : $H_e/P = -10,979C + 24,367 =$	4,43	<b>3,30</b>
Pelle à 45° : $H_e/P = -13,536C + 29,746 =$	5,16	<b>2,83</b>
	<b>Hauteur maximale de la pelle (P=He/2 avec C&gt;2,0) = 7,31</b>	



Source : Nzakimuena, 2020

### A-1.6 Coupe type de l'EVC

### A-1.7 Calcul du système de production

#### 4.2.8-a Conduites forcées bétonnées et conduites blindées

##### Conduite blindée

Diamètre Bâche spirale 1,6 m

Diamètre Conduite blindée 1,6 m

Longueur 10 m

##### conduite bétonnée

Diamètre choisi car économique 3,64 m

Diamètre conduite bétonnée 3,60 m

Vitesse conduite bétonnée	3,84 m/s
Vitesse économique	<b>3,75</b> m/s
Diamètre Economique	<b>3,64</b> m

#### 4.2.8-b Prise d'eau

##### *Dimension de la vanne*

Aire de la conduite	10,40 m <sup>2</sup>
h <sub>v</sub>	3,64 m
l <sub>v</sub>	2,86 m
Hauteur/Largeur de la vanne	1,27

##### *Calage de la prise d'eau*

##### a) submergence (Gordon)

Asymétrique 5,15 m

Symétrique **3,81** m

b) couverture rocheuse (Sr)/Calage minimum vanne **9,10** m

Epaisseur minimum roc **5,5** m

##### *Grille à débris*

vitesse nette maximale 2 m/s

Aire minimale de la gueule 26 m<sup>2</sup>

h<sub>g</sub> 6,00 m

l<sub>g</sub> 4,33 m

hauteur/largeur de la grille 1,38

Voie de circulation 10 m

##### Transition et construction géométrique

Longueur de transition 0,90 m

N.B Les cellules en couleur sont formatées sous condition.

**4.2.8-c Canal d'amenée**

Diamètre conduite bétonnée	3,64	m
Entre-axes	12,74	m
Largeur canal amenée	19,07	m
Epaisseur béton radier prise	2,5	m
Niveau fond canal prise	170,05	m
Profondeur d'eau	28,65	m
Aire du canal	546,35	m <sup>2</sup>
Vitesse dans le canal amont (V can)	0,07	m/s
Progression du bord frontal glace (Fr)	0,004	OK

**4.2.8-d Conduite blindée**

Diamètre	1,6	m
Aire	2,01	m <sup>2</sup>
Vitesse	6,47	m/s
Longueur	10	m

**4.2.8-e Calage de l'Usine/Bloc centrale**

Niveau minimal aval	139,2	m
Calage horizontal	-2,00	m
Calage directrices/roues	0	m
Type de turbine	Francis	
Plan des roues (Nturbine)	137,2	m
Calage final	137,2	m

**4.2.8-f Implantation de la centrale par rapport à la prise d'eau**

4.2.8.1-f Analyse économique en fonction du roc, des excavations et des conduites bétonnées

a) Cout du mètre linéaire des conduites forcées  
 Prix unitaire excav. galerie

110 \$/m<sup>3</sup>

Excavation gal. circulaire :	1859 \$/ml
Prix unitaire béton structural	1200 \$/m <sup>3</sup>
Béton structural :	7799 \$/ml
Coût total pour une conduite unique :	9658 \$/ml
Coût total pour la bifurcation en trois conduites (moyenne pondérée) :	<b>17195,27 \$/ml</b>

b) Cout du mètre linéaire du canal d'amenée	
Prix unitaire excavation du roc	35 \$/m <sup>3</sup>
Volume excavation en fonction de h (1 m) :	19,07 m <sup>3</sup>
Cout du mètre linéaire en fonction de h (h=1 m)	668 \$/ml
Profondeur excavation au même coût des conduites forcées (h)	<b>16,50 m</b>

### Déduction

La prise d'eau sera placée au droit du radier du canal d'amenée

Élévation Topographique du roc (NTN)	<b>189,05 m</b>
--------------------------------------	-----------------

La topographie de la zone est supérieure à NTN, on prolongera le canal d'amenée jusqu'à 57 m à l'intérieur du réservoir de côte 200 m et diminuer les conduites forcées, ce qui évite une cheminée d'équilibre

#### 4.2.8.2-f Implantation en considérant la topographie

Conduite bétonnée 1	44,42 m
Conduite blindée	10 m
Conduite bétonnée inclinée2	38,82 m
Conduite bétonnée 3	20 m
Longueur des courbes	18,64 m
Avec $3 \leq R/D \leq 5$ ou plus    L=9,32 m    R=8,91 m    angle= 60°	
Angle d'inclinaison en degrés ( $\alpha = 60^\circ$ )	
	<b>131,88 m</b>

**4.2.8-g Canal de fuite**

Vitesse maximale dans l'argile	1,5 m/s
Longueur du canal	45 m
Largeur canal à la sortie des aspirateurs (B1)	16,15 m
Largeur aspirateur(B)	3,75 m
Altitude coude aspirateur intérieur	135 m
Dénivellation	4,2 m
Aire d'écoulement	67,83 m <sup>2</sup>
Vitesse	0,57 m/s
Plateforme horizontale de travail	10 m
Niveau d'eau aval débit d'équipement	140 m
Élévation du point de restitution/seuil de roc	138 m
Profondeur d'écoulement (y)	1,2 m
Aire d'écoulement dans la zone argileuse	26 m <sup>2</sup>
Aire de la section trapézoïdale $A=n*y^2+0.5 *B*y$ (5/1)	
Pour y=1,2 m et n=5	
Largeur canal (B)	20,00 m
Largeur au plafond (L)	62,00 m
Profondeur critique (ycr)	0,40 m
Régime d'écoulement	Tranquille
Taux d'élargissement du canal	1,76m/1m
Pente du fond	8,57 % (OK)

On a considéré un canal rectangulaire. Le nombre de Froude étant inférieure @ 1 donc c'est aussi valable pour notre canal trapézoïdal, il n'y aura pas d'érosion dans l'argile jusqu'à la rivière Estère qui est l'exutoire.

**4.2.8-h Pertes de charge et chute nette**

Les pertes de charges linéaires et singulières totalisent 1,7 m avec une perte totale dans le canal d'amenée négligeable donc la chute nette donne  $H_n=59,1$  m

Pertes singulières : répartiteur (0,18 m), vanne papillon (0,21 m), Grille (0,16 m), prise (0,14 m),

Coudes (0,19m), transition (0,03 m), aspirateur (0,32 m)

Pertes linéaires : Béton (0,33 m), blindée (0,17 m)

Pertes totales =1,7 m ; chute brute =60,8 m ; chute nette= 59,1m.

#### 4.2.8-i Calcul du temps de lancer hydraulique ( $T_h$ )

$T_h = \sum L_i V_i / g H_o$	$T_{h_{adm}}$	2	sec
$T_h = (Q/g.H_o) \sum L_i / A_i$	$T_{h_{max}}$	2,5	sec
$Q/g.H_o$		0,07	m.sec
Calcul des $\sum L_i / A_i$			
Conduite forcée bétonnée 1		9,80	1/m
Conduite bétonnée 2		4,33	1/m
Transition		13,691	1/m
Conduite forcée blindée		4,98	1/m
$T_h$ (Cond. F. Bétonnée)		0,659	sec
$T_h$ (Transition)		0,921	sec

Th (cond. F. Blindée)	0,335	sec
Th (bâche spirale)	0,2	sec
Th (Aspirateur)	0,2	sec
Total Th	<b>2,316</b>	sec
Test	Ok	

#### 4.2.8-j Calcul du temps de lancer mécanique

Référence Lucien Vivier 1966

Calcul rapide

H -Constante d'inertie	1,88	kWsec/kVA
Tm(temps de lancer mécanique)	3,76	kWsec/kVA
Tm max(temps de l. mec. max.)	<b>10</b>	sec
Calcul en détail		
M(masse des parties tournantes)	51200	Kg
D (diamètre de giration)	1,25	m
No(Nombre de tours/minute)	514,28	rpm
Po(puissance d'un groupe)	7088	kW
$MD^2=4*MR^2$ (inertie du groupe)		
$MR^2$	20	M.g-m <sup>2</sup>
$MD^2$	80	M.g-m <sup>2</sup>
Tm(temps de lancer mécanique)	<b>8,18</b>	sec
Test 1 Tm	OK	<10 sec
Test 2( Th et Tm)	OK	<8,18 sec

#### 4.2.8-k Critères de Stabilité de réglage des groupes

4.2.8.1.k Critère de Hadley

TEST

$Tm/Th \geq 3$

$T_m/Th=$	3,53	<b>Ok</b>
<i>4.2.8.2-k Critère de USBR</i>		
$T_m/Th^2 \geq 2$		
$T_m/Th^2=$	1,53	<b>Pas Ok</b>
<i>4.2.8.3-k Critère de Hydro-Québec</i>		
$T_m/Th \geq 4$		
$T_m/Th=$	3,5	<b>Pas Ok</b>
<i>4.2.8.4-k Critère de Woodward Governor Co.</i>		
Nota: système Imperial		
$g.Th = \sum LiVi/Ho$		
$g.Th=$	<b>74,6</b> pi/s	
$H_p = \text{Coef 'd'abattement} * H_o \text{ (HP)}$		
$H_p=$	9514,484 HP	
$W.R^2(\text{inertie})$	474590,8 lb-pi <sup>2</sup>	
C-Constante de régulation		
$C=$	<b>13,19x10<sup>6</sup></b> lb-pi <sup>2</sup> /HP	

D'après le graphe de Woodward, le point d'opération tombe dans une région que le groupe ne peut pas fonctionner en réseau isolé, sa puissance doit être inférieure ou égale @ 25% de celle du réseau.

*4.2.8.5-k Critère de Woodward sans graphe*

$$T_m = 3.17 * Th + 2.46$$

$T_m=$	9,80 sec	<b>Pas ok</b>
$T_m \text{ max}=$	<b>6,5</b> sec	

#### 4.2.8-1 Critère de Gordon

Reference" Applied Hydraulic Transients" by Chaudry,1987

Tg(temps d'ouverture des directrices, sec)=	<b>8</b>
TF=TC(temps de fermeture des directrices, sec)=	<b>10</b>
T'h=T'w(temps de lancer hydr. sans l'aspirateur, sec)=	<b>2,12</b>
T'w/Tc=	0,21
Tm/Tg=	1,02

D'après le graphe de Gordon, le point d'opération tombe dans une région que la centrale contribuera @ la régulation de fréquence dans un réseau isolé à la limite.

#### 4.2.8-m calcul des surpressions en fermeture

##### 4.2.8.1-m Abaque de Ray S. Quick (Parmakian)

Longueur équivalente jusqu'à l'aspirateur

Leq (bâche)	8,92 1/m
Leq (Aspirateur)	8,92 1/m
Somme des Li/Ai	
I= $\sum Li/Ai$ (amont)	29,46 1/m
I'= $\sum Li/Ai$ (aval)	8,92 1/m
Somme des I	38,37 1/m
Leq amont=	306,35 m
Leq aval =	92,72 m
Leq totale	<b>399,07 m</b>

Vitesse de l'onde sonore dans le roc/ béton (a) 1341,5 m/s

Constante de conduite /Allievi (Rho)

$\rho$ = **4,34**

Temps de l'onde ( $T_{\text{aller-retour}}$ )=0,46 sec

Surpression max. (fermeture brusque,)  $\Delta H= 524,7$  m

Temps de fermeture (TF)=10 sec

Constante de temps (N)

N= **17**

K= 0,035

Pression totale incluant la surpression et la dépression en valeur relative

$h=H/H_0=1+2\rho.K=$  **1,304**

Pression totale incluant la surpression et la dépression en valeur absolue

$H=h*H_0=$  **77,02** m

a) surpression totale incluant la surpression et la dépression

$\Delta H=H-H_0=$  **17,95** m

b) dépression en aval des directrices

Dépression :  $\Delta H_{\text{aval}}= \Delta H * L_{\text{eq Aval}}/L_{\text{eq-totale}}$

Dépression =  $\Delta H=$  **4,17** m

Dépression max= 5 m

0,5 atm

Test

**OK**

c) surpression en amont des directrices

Surcharge totale en amont excluant la dépression

$St=H-\Delta H_{\text{aval}}=$  72,85 m

$N_{\text{axe dist.}}=$  **137,2** m

Charge statique dist.= **62,80** m

surpression % charge statique= 10,05 m

% différence pression totale= **16,00** %

Valeur maximale 25 %

Test

Ok pas de cheminée d'équilibre

#### 4.2.8.2-m Autres formules pour calculer ref.L.Vivier p.443-448

$$\Delta H_{\max} = (H_{\max} - H_0) / H_0 = h_{\max} - 1$$

$$\Delta h_{\max} = (\rho / N) / (1 - \rho / 2N)$$

$$\Delta h_{\max} = 0,30$$

$$\Delta H_{\max} = H_0 * \Delta h_{\max}$$

$$\Delta H_{\max} = 17,52 \text{ m}$$

$$\text{Comparaison} \quad \text{Ecart } 0,43 \text{ m}$$

$$H_{\max} = H_0 + \Delta H_{\max}$$

$$H_{\max} = 71,39 \text{ m}$$

$$\text{Comparaison} \quad \text{Ecart } 5,63 \text{ m}$$

Autre calcul sous condition de  $T_h$  et  $T_F$

$$\text{Test} \quad T_h \ll \ll T_F$$

$$\Delta h_{\max} = 0,296 \text{ non neglig.}$$

$$\Delta H_{\max} = 19,81 \text{ m}$$

$$\text{Comparaison} \quad \text{Ecart } 2,72 \text{ m}$$

$$H_{\max} = 78,9 \text{ m}$$

$$\text{Comparaison} \quad \text{Ecart } 13,13 \text{ m}$$

#### 4.2.8-n Calcul des pressions minimum en ouverture uniforme des directrices

4.2.8.1-n. Formules extraites de la référence .6. PARMAKIAN

$T_{ouv}=T_g$ (sec)	2,5	8	10
Hmin (m) =	9,68	31,31	35,44

4.2.8.2-n. *Autres formules extraites de la référence I.L. Vivier*

$T_{ouv}=T_g$ (sec)	2,5	8	10
Hmin (m) =	-0,96	20,93	34,82

**4.2.8 -o Survitesses et Emballement des groupes**

*A-Vitesse d'emballlement / vitesse de rotation et diamètre de la roue*

Vitesse spécifique empirique (Ns)	269,59 rpm
Vitesse de rotation avec puissance approx. (n)	524,4 rpm
fréquence (Hz)	60
nombre de pôles (p)	14
Vitesse de rotation rapprochée (nf)	514,28 rpm
Vitesse spécifique réelle (Ns)	270 rpm
Nombre de paires de pôles (p)	7
Vitesse spécifique avec débit (nq)	90 rpm
Ku=	0,984
Diamètre de la roue(D)=	1,24 m
Nrs=Vitesse d'emballlement du groupe	1048,8 rpm

*B-Survitesses aux bornes de l'alternateur / fermeture des directrices*

$$\omega=(N-N_0)/N_0=8.1*10^5*\Delta t/C$$

$$C=13,19*10^6$$

**Woodward**

$$N_0 \text{ (vitesse de rotation synchrone)} = 524,4 \text{ rpm}$$

$\Delta t$  (temps de régulation de vitesse des directrices)

<b>t<sub>F</sub> (sec)</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>6</b>
N	17	13	10
K	0,021	0,030	0,040

$h_r = \Delta H_{max}/H_o = 2\rho.k$	0,182	0,260	0,347
$\omega$ combinée (%) =	48,90	46,61	42,10
Vitesse de rotation du groupe (rpm)	<b>780,86</b>	<b>768,83</b>	<b>745,16</b>

Pas de survitesse car la vitesse de rotation du groupe est inférieure à la vitesse d'emballlement. Il y aura des surpressions de 15,37 m pour 8 sec et 20,51 m pour 6 sec.

*C-Baisse de vitesse suite @ une ouverture des directrices pour augmenter la puissance*

Calcul de la chute de vitesse en pourcentage

Puissance initiale ( $P_o$ )	9514,48 HP
Puissance espérée ( $P_f$ )	20000 HP
Augmentation de puissance ( $\Delta H_p$ )	10485,52 HP
Inertie ( $WR^2$ )	474590, lb.pi <sup>2</sup>

Chute de vitesse /coup de bélier (%) : -30 %

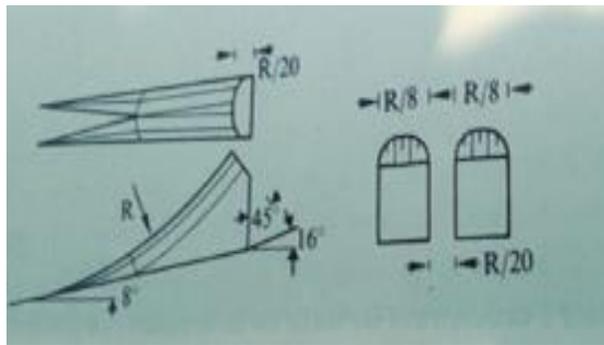
Constante de régulation ( $C$ ) =  $12,44 \times 10^6$  pour l'augmentation de puissance

Temps d'ouverture de directrices (sec)	2,5	6	8
$\omega$ (%) = Variation de fréquence relative	16,3	39,0	52,1
$\omega_{wh}$ = (Chute de vitesse liée au coup de bélier) (%)	27,78	66,67	88,89

#### 4.2.8.p Calcul de l'indice de cavitation

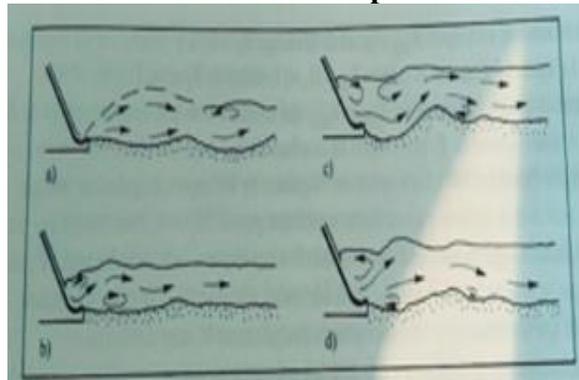
$(\sigma) >$	0,20168	La limite du calage est imposée par le risque de cavitation
--------------	---------	---

Ht	$\sigma =$	$\sigma = \frac{H_a - H_v + H_t}{H_n}$
1	0,18655	Indice de cavitation
1,5	0,195014	$H_a$ : Pression atmosphérique en m (10,33 m au niveau de la mer)
1,6	0,196707	$H_v$ : Pression de vapeur saturante en m d'eau (0,31 m @ 25° C)
1,7	0,1984	$H_t$ : Hauteur de submergence du niveau aval au-dessus de la turbine
1,8	0,2000	$H_n$ : Chute nette
1,9	0,201786	Pour éviter la cavitation, il faut avoir $\sigma > 7,54 \cdot 10^{-5} \cdot ns^{1.41}$
2	<b>0,203479</b>	
2,1	0,205171	



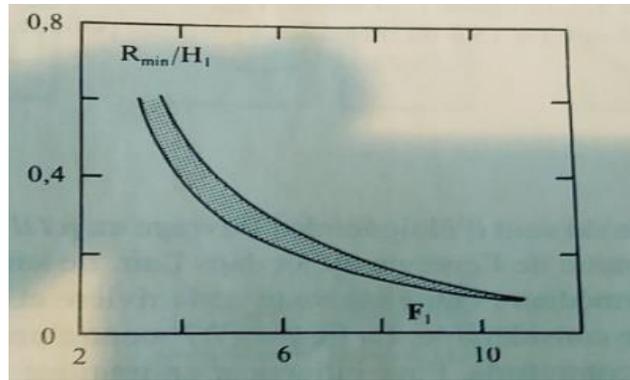
Source : Gupta, 1989

### A-1.8 Dimension du dissipateur à dents



Source : Gupta, 1989

### A-1.9 Les types d'écoulement dans le lit



Source : Gupta, 1989

### A-1.10 Rayon minimal/Energie

Au lieu de considérer un bassin dissipateur, notre système sera un dissipateur à auge avec seuil denté (voir annexe A-1.8). Soit  $R$  le rayon de courbure de l'auge dans le sens longitudinal; la largeur d'une dent est  $R/8$ , et l'espace libre entre les dents est  $R/20$  pour qu'il n'apparaisse pas de sous-pression inadmissible autour des dents (danger de dommage de cavitation) Le point le plus bas de l'auge se trouve à  $R/20$  au-dessus du canal aval. D'autres dimensions utiles qu'il est recommandé de respecter selon Peterka (1983) découlent des dimensions des dents. La partie de longueur  $R/2$  à l'aval des dents sert à faire jaillir les jets et est nécessaire pour uniformiser l'écoulement au sortir de la structure pente finale de l'auge devrait être de  $16^\circ$ .

#### a) Description de l'écoulement

Les quatre (4) types d'écoulement sont montrés dans la (voir annexe A-1.9). Lorsque la hauteur d'eau  $t$ , mesurée à partir du fond de la cuvette est faible, l'écoulement est soulevé par l'auge (Voir annexe A-1.9). Il en résulte un jet partiellement libéré du fond qui, en retombant, crée un affouillement considérable dans un lit meuble. Ce type d'écoulement peut être comparée à l'écoulement torrentiel à l'aval des dispositifs tels que marches, seuils ou dissipateurs.

La hauteur aval minimale  $t=h_{\min}$  pour que l'écoulement soit contrôlé par l'auge est représenté à la (voir annexe A-1.9). Le jet disparaît et deux rouleaux se forment; le premier se situe au-dessus et le deuxième au-dessous de la zone principale d'écoulement. Les deux rouleaux à contre sens sont à l'origine d'une forte dissipation d'énergie.

En augmentant le niveau d'eau aval, une limite supérieure  $t=h_{\max}$  est atteinte; si la hauteur d'eau aval dépasse ce niveau, une érosion importante se forme auprès de l'auge (voir annexe A-1.9). L'écoulement vif plonge le long du fond faisant disparaître le rouleau du fond. Dès que la zone de contre-pression aval est atteinte, le jet remonte à la surface et une zone importante de dépôts est créée.

A cause des changements dans la répartition des dépôts, un deuxième état se forme sans modification de la hauteur aval (voir annexe A-1.9). Un rouleau de fond apparaît de nouveau et la répartition des dépôts est presque uniforme. Après un certain temps, la force du rouleau de fond devient trop faible pour maintenir cette condition d'écoulement. Par conséquent, le cas représenté dans la (voir annexe A-1.9) est recrée par un changement cyclique entre les cas c) et d).

b) dimensionnement du dissipateur

Pour un coursier donné es caractéristiques de l'écoulement a l'amont du ressaut hydraulique se détermine à l'aide d'un calcul de courbe de remous. En particulier, le débit  $q$  par unité de largeur, la hauteur d'eau  $h_1$  mesurée perpendiculairement au fond, et le nombre de Froude  $F_1=q/(gh_1^3)^{0.5}$  sont connus. Le dimensionnement répond aux questions suivantes :

- Quelles sont les hauteurs aval extrêmes qui permettent un fonctionnement satisfaisant du dissipateur?
- Quel est le rayon de courbure  $R$  de l'auge présentée dans la figure type 4.36?

Le rayon minimal nécessaire  $R_{\min}$  dépend de la charge  $H_1=h_1+q^2/(2gh_1^2)$  et du nombre de Froude amont  $F_1$ . L'abaque donne le rapport  $R_{\min}/H_1$  en fonction de  $F_1$  selon (Peterka ,1983) (voir annexe A-1.10).

Les hauteurs d'eau aval extrêmes,  $h_{\min}$  et  $h_{\max}$ , qui conduisent au bon fonctionnement du dissipateur dépendent essentiellement de  $F_1$  et du rayon de courbure  $R$  de l'auge. Pour obtenir une bonne efficacité du dissipateur à auges, la hauteur aval doit être supérieure à celle calculée avec l'équation de Belanger où le rapport  $R/H_1$  tend vers 0 (limite supérieure). Il s'ensuit que le ressaut hydraulique sur fond horizontal dissipe beaucoup plus d'énergie. Cependant, il faut être attentif au fait que les niveaux de référence pour la charge amont  $H_1$  sont différents.

Le dimensionnement du dissipateur doit être fait pour tous les débits importants et en considérant les hauteurs d'eau aval correspondantes. Les niveaux aval extrêmes calculées doivent alors satisfaire la submersion en aval. Ces calculs mènent à l'élévation optimale du point le plus bas de l'auge.

Calcul de la profondeur alternée ( $h_a$ ) au pied du seuil

$$Q = 3960 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$B = 35,35 \text{ m}$$

$$E = 2,50 \text{ m}$$

$$V_c = 7,00 \text{ m/s}$$

$$E_c = 2,50 \text{ m}$$

$$q^2/2g = 639,61 \text{ m}$$

$$h_a = 6 \text{ m}$$

$$(h_a)^3 - E_1 \cdot (h_a)^2 + v^2/(2g) = 0$$

L'énergie cinétique est minimale pour  $h_a = 6 \text{ m}$ .

$$h_c = 10,86 \text{ m}$$

$$E_{\text{critique}} = 16,28 \text{ m}$$

$$\text{débit unitaire}(q) = 112,02 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$h_1 = y_1 = 6 \text{ m}$$

$$Fr_1 = 2,43$$

$$H_1 = E_1 = 23,78 \text{ m}$$

$$R_{\text{min}}/H_1 = 0,6$$

$$R_{\text{min}} = 14,27 \text{ m}$$

Choisissons

$$R = 15 \text{ m}$$

$$\text{Avec } R/H_1 = 0,63$$

$$Y_{\text{min}} = 3$$

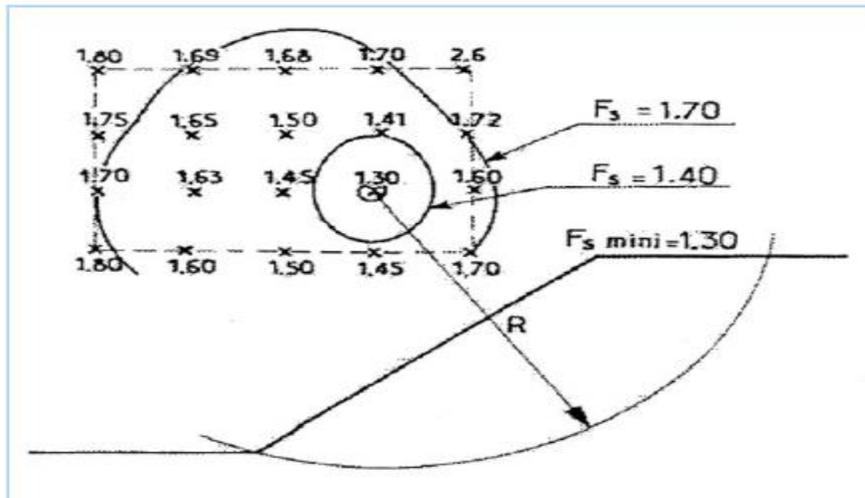
$$Y_{\text{max}} = 8$$

$h_{2min} =$	18 m
$h_{2max} =$	48 m
$\Delta E_{max} =$	64,31 m
$\Delta E_{min} =$	4 m
Largeur des dents =	1,875 m
Espacement des dents =	0,75 m

Longueur après l'auge : 7,5 m pour uniformiser le jet.

Considérons notre déversoir dont le débit par unité de largeur est  $q=112,02$  m<sup>2</sup>/s. Par un calcul de courbe de remous, la hauteur d'eau amont est  $y_1=h_1=6$  m. Cherchons les dimensions de ce dissipateur à auge avec seuil denté et les niveaux extrêmes aval nécessaires au bon fonctionnement de ce dernier. Avec  $F_1=112,02/(9,81*6^3)^{0,5}=2,43$  et  $H_1=6+(112,02)^2/(19,62*6^2)=23,78$  m, le rayon minimal de l'auge est  $R_{min}/H_1= 0,6$  selon la figure 3.39, donc  $R_{min}= 0,6*23,78 =14,27$  m. Choisissons  $R=15$  m. Avec  $R/H_1= 0,63$  et  $F_1= 2,43$ , l'abaque donne  $Y_{min}= 3$  et  $Y_{max}= 8$ . Les hauteurs aval peuvent varier par conséquent entre  $18 \text{ m} < t < 48 \text{ m}$ , mesurées à partir du point le plus bas de l'auge. Il y aura un angle de  $45^\circ$  dans le rayon de courbure (Gupta, 1989).

## ANNEXES-B

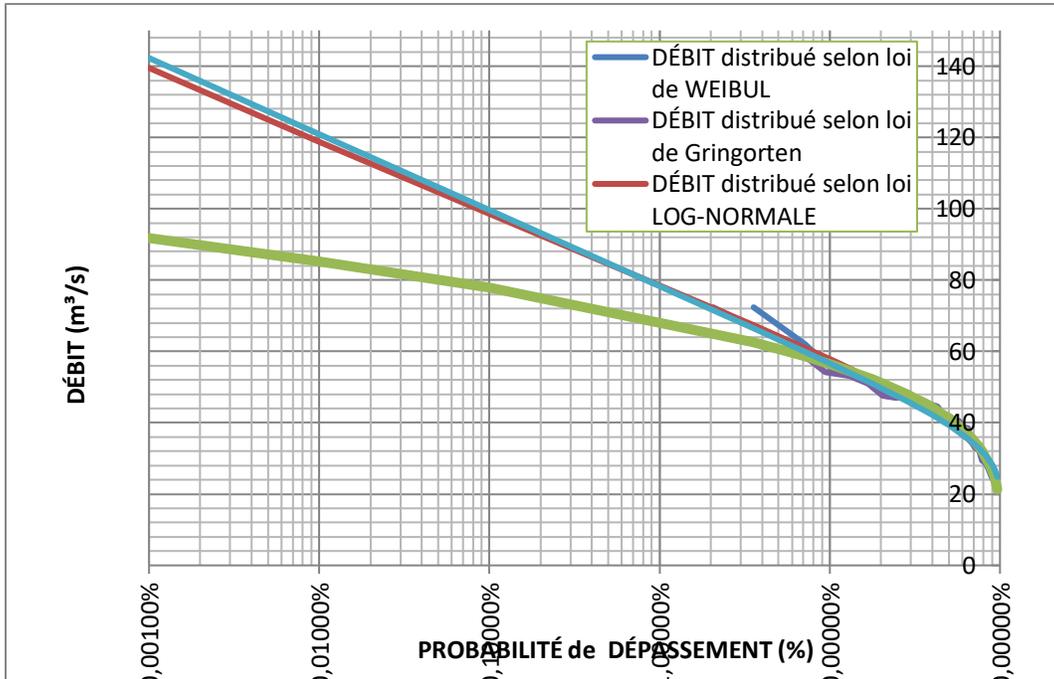


Source : Rhouzlane et Aboulhassane, 2014

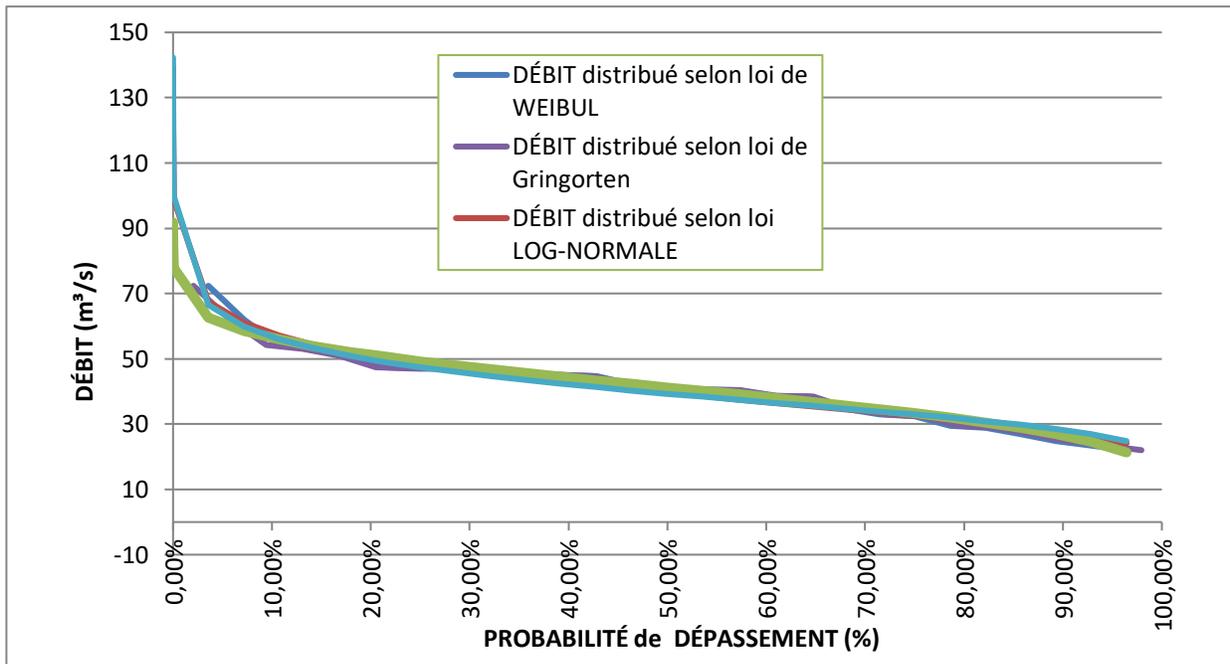
### B-1.1 Détermination du cercle critique

### B-1.2 Débits classés Estère

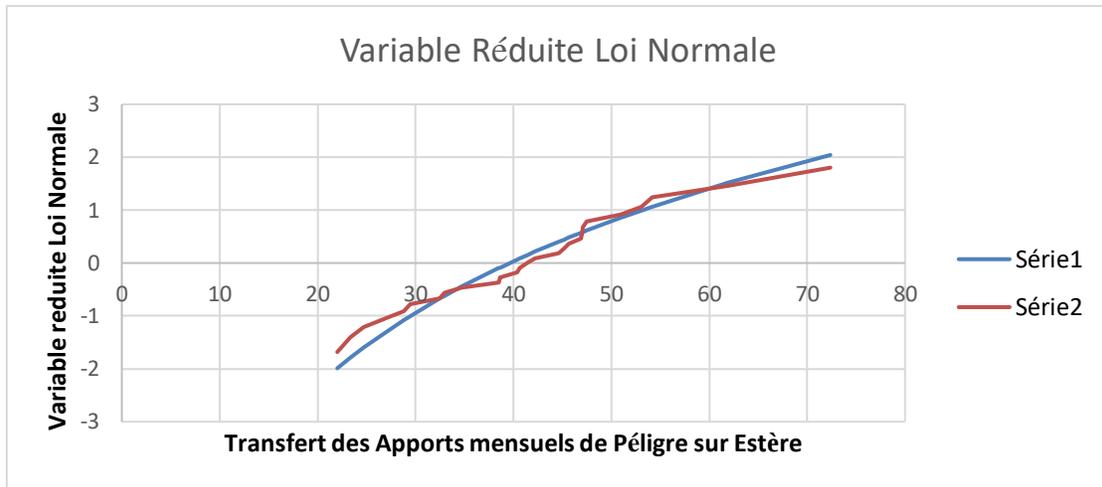
	DÉBIT			DÉBIT	
ANNÉE	(pointe Crue)	Rang	ANNÉE	(pointe Crue)	Rang
	Q			Q	
	(m <sup>3</sup> /s)			(m <sup>3</sup> /s)	
1981	72,37	1	1987	40,65	15
1989	61,95	2	1988	40,4	16
1974	54,17	3	1962	38,6	17
1979	53,09	4	1967	38,48	18
1984	51,01	5	1966	34,75	19
1964	47,5	6	1970	32,97	20
1980	47,07	7	1977	32,45	21
1968	47,05	8	1978	29,45	22
1986	46,92	9	1965	28,83	23
1961	45,67	10	1983	26,97	24
1973	45,13	11	1975	24,72	25
1969	44,59	12	1976	23,34	26
1963	42,23	13	1985	22,01	27
1982	41,4	14			



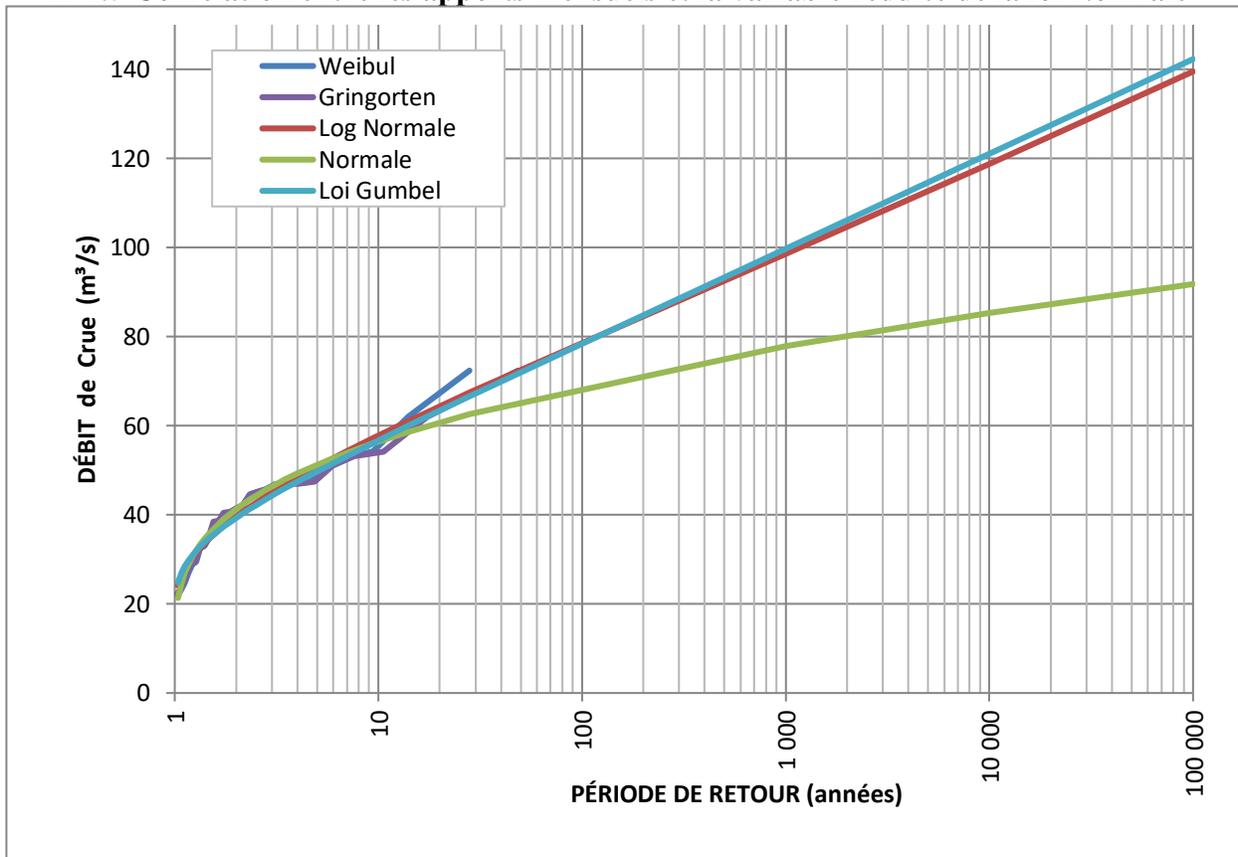
**B-1.3 Probabilité de dépassement (LogP)**



**B-1.4 Probabilité de dépassement (P)**



**B-1.5 Corrélation entre les apports mensuels et la variable réduite de la loi Normale**



**B-1.6 Période de retour (Log T)**

### B-1.7 Analyse Fréquentielle avec les lois Normale, LogNormale, Gumbel

	Loi LogNormale	Loi Normale	K	Loi GUMBEL
Temps de retour/Rang	Q(logNorm)	Q (Norm)	KT	Q (Gumbel)
100000	139,50	91,79	8,52654627	142,28
10000	<b>118,74</b>	85,32	6,73119295	121,01
1000	98,63	77,87	4,93552369	99,73
Rang 1	67,44	62,62	2,1339333	66,54
2	61,04	58,62	1,5789111	59,96
3	57,14	55,97	1,24771991	56,04
4	54,28	53,90	1,00785536	53,19
5	51,97	52,16	0,81776411	50,94
6	50,03	50,63	0,65891096	49,06
7	48,32	49,24	0,52138272	47,43
8	46,80	47,95	0,39923567	45,98
9	45,41	46,74	0,28860822	44,67
10	44,12	45,58	0,18683395	43,46
11	42,91	44,47	0,0919784	42,34
12	41,76	43,38	0,00257676	41,28
13	40,66	42,31	-0,08252494	40,27
14	39,60	41,25	-0,16427204	39,30
15	38,57	40,19	-0,24347134	38,37
16	37,56	39,13	-0,32084291	37,45
17	36,56	38,05	-0,39706231	36,55
18	35,57	36,94	-0,47279975	35,65
19	34,57	35,80	-0,54876228	34,75
20	33,56	34,61	-0,62574683	33,84
21	32,53	33,35	-0,70471668	32,90

22	31,45	32,00	-0,78692565	31,93
23	30,32	30,53	-0,87414263	30,89
24	29,10	28,89	-0,9691084	29,77
25	27,75	26,97	-1,07661404	28,49
26	26,16	24,61	-1,20667575	26,95
27	24,10	21,32	-1,38851065	24,80

### B-1.8 Coût direct des items

Item	Unité	Quantité	Coût Unitaire(\$)	Coût Total(\$)	Coût Total ( millions\$)
<b>Routes &amp; ponts</b>				<b>3290000</b>	3,290
Expropriation de terre	km2	3	30000	90000	0,090
Routes d'accès	Km	4	800000	3200000	3,200
<b>Barrage &amp; batardeau aval</b>				<b>9226455</b>	9,226
Barrage principal	m.cu	436027	15	6540405	6,540
Batardeau aval	m.cu	91000	15	1365000	1,365
Asphalte	m.cu	26421	50	1321050	1,321
<b>Mise en place Barrage</b>				<b>10000</b>	0,010
Excavation mort-terrain	m.cu	1000	10	10000	0,010
<b>Dérivation provisoire</b>				<b>2054375</b>	2,054
Galérie 6 m X 6 m	m.cu	3795	75	284625	0,285
Batardeau amont	m.cu	91000	15	1365000	1,365
Asphalte	m.cu	6895	50	344750	0,345
Canaux principaux	ml	80	750	60000	0,060
<b>Système d'Evacuation</b>				<b>14590000</b>	14,590
Expropriation de terre	km2	3	30000	90000	0,090
EVC	U	4	2500000	10000000	10,000
Coursier	m.cu	2500	1200	3000000	3,000
Canal de fuite	ml	300	1000	300000	0,300
Dissipateur d'énergie	m2	12000	100	1200000	1,200
<b>Système de production</b>				<b>56250000</b>	56,250
Centrale	U	1		56000000	56,000
Canal de fuite	ml	250	1000	250000	0,250
<b>Ligne de Transmission</b>				<b>2040000</b>	2,040
Terre	km2	6	40000	240000	0,240
Ligne de transmission	km	10	180000	1800000	1,800

<b>Prise d'eau &amp; Conduites</b>				<b>3109000</b>	3,109
Canal d'amenée	ml	57	5000	285000	0,285
Vanne @ grilles	U	1	550000	550000	0,550
Vannes prises	U	1	2225000	2225000	2,225
Excavation mort-terrain	m3	3300	10	33000	0,033
Excavation roc	m3	400	40	16000	0,016
Conduite bétonnée (D=3,64 m)	ml	121	7000	847000	0,847
Conduite blindée (D=1,6 m)	ml	10	75	750	0,001
<b>Sous total Coût direct</b>				<b>90569830</b>	90,570
<b>Matériels et outillages</b>	Forfait				
Matériels	%	6		5434189,8	5,434
Main d'oeuvre/opérateur	%	10		9056983	9,057
<b>Total Coût Direct</b>	\$	USD		<b>105061002,8</b>	<b>105,061</b>

### B-1.9 Calcul de la VAN (Québec)

Année	Service D (D)	OM&R (OM&Rn)	Coûts (Cn)	Revenus (Rc)	Bénéfices (Bn)	Cash Flow (Bn - Cn)	Valeur nette (NPV)
	\$Variable	\$Variable	\$2020	\$/kWh Fixe	\$2020	\$2020	\$2020
1	15 616 885	0	15 370 950	0	0	15 370 950	(15 370 950 \$)
2	15 616 885	1 463 735	16 546 884	12 077 984	11 700 570	4 846 313	(20 217 263 \$)
3	15 616 885	1 522 284	16 342 129	12 198 764	11 631 473	4 710 657	(24 927 920 \$)
4	15 616 885	1 583 175	16 141 918	12 320 751	11 562 783	4 579 136	(29 507 056 \$)
5	15 616 885	1 646 502	15 946 210	12 443 959	11 494 499	4 451 712	(33 958 768 \$)
6	15 616 885	1 712 363	15 754 966	12 568 399	11 426 618	4 328 348	(38 287 116 \$)
7	15 616 885	1 780 857	15 568 148	12 694 083	11 359 138	4 209 010	(42 496 126 \$)
8	15 616 885	1 852 091	15 385 719	12 821 023	11 292 056	4 093 663	(46 589 789 \$)
9	15 616 885	1 926 175	15 207 646	12 949 234	11 225 371	3 982 275	(50 572 064 \$)
10	15 616 885	2 003 222	15 033 894	13 078 726	11 159 079	3 874 814	(54 446 878 \$)
11		2 083 351	1 749 571	13 209 513	11 093 179	9 343 608	(45 103 270 \$)
12		2 166 685	1 790 900	13 341 608	11 027 668	9 236 769	(35 866 502 \$)
13		2 253 352	1 833 204	13 475 024	10 962 544	9 129 340	(26 737 162 \$)
14		2 343 486	1 876 508	13 609 775	10 897 805	9 021 296	(17 715 865 \$)
15		2 437 226	1 920 835	13 745 872	10 833 448	8 912 612	(8 803 253 \$)
16		2 534 715	1 966 209	13 883 331	10 769 471	8 803 261	8 \$
17		2 636 103	2 012 655	14 022 164	10 705 871	8 693 216	8 693 224 \$
18		2 741 548	2 060 198	14 162 386	10 642 648	8 582 449	17 275 673 \$
19		2 851 210	2 108 865	14 304 010	10 579 797	8 470 933	25 746 606 \$
20		2 965 258	2 158 680	14 447 050	10 517 318	8 358 638	34 105 244 \$
21		3 083 868	2 209 673	14 591 521	10 455 208	8 245 536	42 350 780 \$
22		3 207 223	2 261 870	14 737 436	10 393 465	8 131 595	50 482 375 \$
23		3 335 512	2 315 300	14 884 810	10 332 086	8 016 786	58 499 161 \$
24		3 468 932	2 369 992	15 033 658	10 271 070	7 901 078	66 400 239 \$
25		3 607 690	2 425 976	15 183 995	10 210 414	7 784 438	74 184 677 \$
26		3 751 997	2 483 282	15 335 835	10 150 116	7 666 834	81 851 511 \$

27		3 902 077	2 541 943	15 489 193	10 090 175	7 548 232	89 399 743 \$
28		4 058 160	2 601 988	15 644 085	10 030 587	7 428 598	96 828 342 \$
29		4 220 487	2 663 453	15 800 526	9 971 351	7 307 898	104 136 240 \$
30		4 389 306	2 726 369	15 958 531	9 912 465	7 186 096	111 322 337 \$
31		4 564 878	2 790 771	16 118 116	9 853 927	7 063 156	118 385 492 \$
32		4 747 473	2 856 695	16 279 298	9 795 735	6 939 039	125 324 532 \$
33		4 937 372	2 924 176	16 442 091	9 737 886	6 813 710	132 138 241 \$
34		5 134 867	2 993 251	16 606 512	9 680 379	6 687 127	138 825 369 \$
35		5 340 262	3 063 958	16 772 577	9 623 211	6 559 253	145 384 622 \$
36		5 553 872	3 136 335	16 940 302	9 566 381	6 430 046	151 814 668 \$
37		5 776 027	3 210 421	17 109 705	9 509 887	6 299 465	158 114 133 \$
38		6 007 068	3 286 258	17 280 802	9 453 726	6 167 468	164 281 601 \$
39		6 247 351	3 363 886	17 453 611	9 397 897	6 034 010	170 315 611 \$
40		6 497 245	3 443 348	17 628 147	9 342 397	5 899 049	176 214 661 \$
41		6 757 135	3 524 687	17 804 428	9 287 226	5 762 539	181 977 199 \$
42		7 027 420	3 607 947	17 982 472	9 232 380	5 624 432	187 601 632 \$
43		7 308 517	3 693 175	18 162 297	9 177 858	5 484 683	193 086 315 \$
44		7 600 858	3 780 415	18 343 920	9 123 658	5 343 243	198 429 558 \$
45		7 904 892	3 869 716	18 527 359	9 069 778	5 200 062	203 629 620 \$
46		8 221 088	3 961 127	18 712 633	9 016 216	5 055 090	208 684 710 \$
47		8 549 931	4 054 697	18 899 759	8 962 971	4 908 275	213 592 985 \$
48		8 891 929	4 150 477	19 088 757	8 910 040	4 759 563	218 352 548 \$
49		9 247 606	4 248 520	19 279 644	8 857 422	4 608 902	222 961 450 \$
50		9 617 510	4 348 878	19 472 441	8 805 114	4 456 236	227 417 686 \$

### B-1.10 Calcul de la VAN (Haiti)

Année	Service D (D)	OM&R (OM&Rn)	Coûts (Cn)	Revenus (Rc)	Bénéfices (Bn)	Cash Flow (Bn - Cn)	Valeur nette (NPV)
	\$Variable	\$Variable	\$2020	\$/kWh Fixe	\$2020	\$2020	\$2020
1	15 616 885	0	15 370 950	0	0	15 370 950	(15 370 950 \$)
2	15 616 885	1 463 735	16 546 884	12 077 984	11 700 570	4 846 313	(20 217 263 \$)
3	15 616 885	1 522 284	16 342 129	12 198 764	11 631 473	4 710 657	(24 927 920 \$)
4	15 616 885	1 583 175	16 141 918	12 320 751	11 562 783	4 579 136	(29 507 056 \$)
5	15 616 885	1 646 502	15 946 210	12 443 959	11 494 499	4 451 712	(33 958 768 \$)
6	15 616 885	1 712 363	15 754 966	12 568 399	11 426 618	4 328 348	(38 287 116 \$)
7	15 616 885	1 780 857	15 568 148	12 694 083	11 359 138	4 209 010	(42 496 126 \$)
8	15 616 885	1 852 091	15 385 719	12 821 023	11 292 056	4 093 663	(46 589 789 \$)
9	15 616 885	1 926 175	15 207 646	12 949 234	11 225 371	3 982 275	(50 572 064 \$)
10	15 616 885	2 003 222	15 033 894	13 078 726	11 159 079	3 874 814	(54 446 878 \$)
11		2 083 351	1 749 571	13 209 513	11 093 179	9 343 608	(45 103 270 \$)
12		2 166 685	1 790 900	13 341 608	11 027 668	9 236 769	(35 866 502 \$)
13		2 253 352	1 833 204	13 475 024	10 962 544	9 129 340	(26 737 162 \$)
14		2 343 486	1 876 508	13 609 775	10 897 805	9 021 296	(17 715 865 \$)
15		2 437 226	1 920 835	13 745 872	10 833 448	8 912 612	(8 803 253 \$)
16		2 534 715	1 966 209	13 883 331	10 769 471	8 803 261	8 \$
17		2 636 103	2 012 655	14 022 164	10 705 871	8 693 216	8 693 224 \$

18	2 741 548	2 060 198	14 162 386	10 642 648	8 582 449	17 275 673 \$
19	2 851 210	2 108 865	14 304 010	10 579 797	8 470 933	25 746 606 \$
20	2 965 258	2 158 680	14 447 050	10 517 318	8 358 638	34 105 244 \$
21	3 083 868	2 209 673	14 591 521	10 455 208	8 245 536	42 350 780 \$
22	3 207 223	2 261 870	14 737 436	10 393 465	8 131 595	50 482 375 \$
23	3 335 512	2 315 300	14 884 810	10 332 086	8 016 786	58 499 161 \$
24	3 468 932	2 369 992	15 033 658	10 271 070	7 901 078	66 400 239 \$
25	3 607 690	2 425 976	15 183 995	10 210 414	7 784 438	74 184 677 \$
26	3 751 997	2 483 282	15 335 835	10 150 116	7 666 834	81 851 511 \$
27	3 902 077	2 541 943	15 489 193	10 090 175	7 548 232	89 399 743 \$
28	4 058 160	2 601 988	15 644 085	10 030 587	7 428 598	96 828 342 \$
29	4 220 487	2 663 453	15 800 526	9 971 351	7 307 898	104 136 240 \$
30	4 389 306	2 726 369	15 958 531	9 912 465	7 186 096	111 322 337 \$
31	4 564 878	2 790 771	16 118 116	9 853 927	7 063 156	118 385 492 \$
32	4 747 473	2 856 695	16 279 298	9 795 735	6 939 039	125 324 532 \$
33	4 937 372	2 924 176	16 442 091	9 737 886	6 813 710	132 138 241 \$
34	5 134 867	2 993 251	16 606 512	9 680 379	6 687 127	138 825 369 \$
35	5 340 262	3 063 958	16 772 577	9 623 211	6 559 253	145 384 622 \$
36	5 553 872	3 136 335	16 940 302	9 566 381	6 430 046	151 814 668 \$
37	5 776 027	3 210 421	17 109 705	9 509 887	6 299 465	158 114 133 \$
38	6 007 068	3 286 258	17 280 802	9 453 726	6 167 468	164 281 601 \$
39	6 247 351	3 363 886	17 453 611	9 397 897	6 034 010	170 315 611 \$
40	6 497 245	3 443 348	17 628 147	9 342 397	5 899 049	176 214 661 \$
41	6 757 135	3 524 687	17 804 428	9 287 226	5 762 539	181 977 199 \$
42	7 027 420	3 607 947	17 982 472	9 232 380	5 624 432	187 601 632 \$
43	7 308 517	3 693 175	18 162 297	9 177 858	5 484 683	193 086 315 \$
44	7 600 858	3 780 415	18 343 920	9 123 658	5 343 243	198 429 558 \$
45	7 904 892	3 869 716	18 527 359	9 069 778	5 200 062	203 629 620 \$
46	8 221 088	3 961 127	18 712 633	9 016 216	5 055 090	208 684 710 \$
47	8 549 931	4 054 697	18 899 759	8 962 971	4 908 275	213 592 985 \$
48	8 891 929	4 150 477	19 088 757	8 910 040	4 759 563	218 352 548 \$
49	9 247 606	4 248 520	19 279 644	8 857 422	4 608 902	222 961 450 \$
50	9 617 510	4 348 878	19 472 441	8 805 114	4 456 236	227 417 686 \$