

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان-

Université ABOU BEKR BELKAID



Faculté de Technologie



Département d'Hydraulique

*Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de  
Master en Hydraulique*

Option : Eau, Sol et Aménagement

Thème

SURELEVATION DU PLAN D'EAU DU BARRAGE  
IZDIHAR A SIDI ABDELLI  
Etude de faisabilité

Présenté par :

Mr. LABIOD HAMZA

Soutenu le 14/06/2015 devant le jury composé de :

Mr .H. BENMANSOUR

M<sup>me</sup> .H.DJEDDID

Mr .Z. DEBBAL

Mr .B. ROUISSAT

Mr .N. ROUISSAT

Président

Examinatrice

Examineur

Encadreur

Co Encadreur

Année universitaire 2014/2015.

# Remerciements

*Mes remerciements s'adressent tout d'abord à ALLAH, le tout puissant qui à tracé le chemin de ma vie, qui m'a accordé la volonté et la patience nécessaire à la réalisation de ce mémoire.*

*Je tiens notamment à exprimer ma profonde gratitude à mes encadreurs Mr.B.ROUISSAT et co-encadreur M<sup>me</sup>.N.ROUISSAT pour m'avoir proposé cet intéressant thème, orienté, conseillé et les efforts qu'ils ont déployé pour l'élaboration de ce travail.*

*J'adresse mes sincères remerciements à :*

- *Mr H. BENMANSOUR qu'il m'a fait l'honneur d'avoir bien voulu accepter de présider le jury.*
- *M<sup>me</sup> H.DJEDID et Mr Z.DEBBAL qui m'ont fait l'honneur, aussi, en acceptant d'examiner ce travail.*

*Et sans oublier mes remerciements avec gratitude:*

*Au chef d'exploitation du barrage Sidi Abdelli Mr BELARBI et ma chère cousine Yasmina BENSALÉM.*

*Enfin, je remercie tous ceux qu'ils m'ont aidés et m'ont encouragé à réaliser ce modeste travail.*

## Résumé

Le transport des sédiments dans les réseaux hydrographiques des bassins versants et leurs dépôts dans les retenues pose des problèmes dont la résolution ne peut être qu'onéreuse. Les capacités utiles des réservoirs se réduisent d'avantage et l'enlèvement des vases déposées est une opération délicate et difficile. Afin de palier à ces situations, plusieurs alternatives sont à envisagées : protection des bassins versants à l'amont, consignes strictes de chasses pendant l'exploitation, opérations de déversement et enfin surélévation des plans d'eau des barrages. Cette dernière solution peut, lorsque la capacité du réservoir au dessus de la retenue normale le permette, constituée une variante compétitive par rapport aux autres.

L'objectif du présent travail est une étude de faisabilité de la surélévation du plan d'eau du barrage Izdihar par rehaussement du déversoir afin de porter la capacité de la retenue de 110 Hm<sup>3</sup> à 142,5 Hm<sup>3</sup>.

Mots clés : Barrage, surélévation, becs de canard, retenue normale, envasement.

## Abstract

The transport of sediment in watershed from the watersheds and their deposits in the successful installation of the issue whose resolution cannot be that expensive. The useful capacity of the tanks are shrinking advantage and removal of deposited vases is a delicate operation and difficult. In order to overcome these situations, several alternatives are to considered: protection of watersheds upstream, strict instructions of hunts during exploitation, spill operations, and elevation of the water of the dams. The latter may, where the capacity of the tank above the normal withholding permits it, constituted one competitive alternative to the other. The objective of the present work is a study of feasibility of the elevation of the water of the Izdihar dam by rising of the spillway in order to increase the capacity of 110 Hm<sup>3</sup> restraint to 142.5 Hm<sup>3</sup>.

Key words : Dam, elevation, duck beaks, normal restraint, silting.

## ملخص

نقل الرواسب في الشبكات الهيدروغرافية لمستجمعات المياه وودائعهم في المحدد، تحدث عدة مشاكل، بما فيها الفرار الذي يكون مكلفا. القدرات الكلية للخزانات تنقص من الفوائد و ارتفاع نسبة الرواسب عملية صعبة للغاية، وللتغلب على هذه الحالات، عدة بدائل يجب النظر فيها ومنها: حماية مستجمعات المياه من المنبع، تعليمات صارمة للإفراغ عند الاستعمال، عملية نزع الرواسب، و أخيرا رفع نسبة المياه في السدود، وهذا الحل الأخير، عندما تكون قدرة الخزان أعلى كمية استيعاب المياه العادية يسمح ذلك بإدراج احد البدائل الأخرى.

الهدف من تقديم هذا العمل هو دراسة الجدوى من رفع نسبة المياه في سد الازدهار عن طريق تحسين المفيض بغاية زيادة Hm<sup>3</sup> إلى 142,5 Hm<sup>3</sup> قدرة الاستعداد من 110

الكلمات المفتاحية : السد، الارتفاع، مناقير البطة، كمية الاستيعاب العادية، الطمي.

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des vannes clapets.....	14
Tableau I.2 : Valeurs du coefficient de débit $\mu$ .....	17
Tableau III.1 : Etat d'envasement de quelques barrages d'Algérie.....	53
Tableau III.2 : Vitesses de sédimentation moyennes des barrages surélevés.....	54
Tableau III.3 : calcul du coefficient de débit $m$ .....	65
Tableau III.4 : Variation du débit d'évacuation en fonction de la charge sur le déversoir.....	65
Tableau III.5 : Calculs des paramètres hydrauliques au pied de déversoir.....	66
Tableau III.6 : Paramètres hydrauliques au pied aval de déversoir (Abaque USBR).....	66
Tableau III.7 : Vitesse et hauteur au pied aval du déversoir.....	68
Tableau III.8: Calculs hydrauliques du tronçon 1, $I = 0,02$ .....	69
Tableau III.9: Calculs hydrauliques du tronçon 2, $I = 0,07$ .....	70
Tableau III.10 : Calculs hydrauliques du tronçon 3, $I = 0,18$ .....	71
Tableau III.11 : Calculs hydrauliques du tronçon 4, $I = 0,22$ .....	71
Tableau III.12 : Calcul hydraulique du tronçon 5, $I = 0,76$ .....	72
Tableau III.13 : Caractéristiques des Tronçon d'évacuateur.....	73
Tableau III.14 : Paramètres hydrauliques de l'évacuateur actuel.....	74
Tableau III.15: Variation de la longueur déversante en fonction de nombre de becs.....	79
Tableau III.16 : conjugaison de déversement.....	80
Tableau III.17 : Variation de la longueur déversante en fonction de la charge sur les becs.....	81
Tableau III.18 : variations des débits unitaires des becs en fonction de $H$ , $Q = 3\ 000\text{m}^3/\text{s}$ .....	81
Tableau III.19 : Calculs des paramètres hydrauliques dans la zone de déversement.....	84
Tableau III.20 : variation des vitesses en fonction des hauteurs d'eau.....	85
Tableau III.21 : Calculs hydrauliques du tronçon 1, $I = 0,02$ .....	86
Tableau III.22 : Calculs hydrauliques du tronçon 2, $I = 0,07$ .....	87
Tableau III.23 : Calculs hydrauliques du tronçon 3, $I = 0,18$ .....	87
Tableau III.24 : Calculs hydrauliques du tronçon 4, $I = 0,22$ .....	88
Tableau III.25 : Calcul hydraulique du tronçon 5, $I = 0,76$ .....	89
Tableau III.26 : Caractéristiques des Tronçon d'évacuateur.....	90
Tableau III.27 : Paramètres hydrauliques de l'évacuateur rehaussé.....	90

Tableau III.28 : Comparaison entre les paramètres hydraulique au niveau de l'évacuateur actuel et celui rehaussé.....	91
Tableau III.29 : Calcul de débit des vannes en fonction de la hauteur d'eau.....	92
Tableau III.30: Comparaison des paramètres hydrauliques des équipements hydromécaniques avant et après la surélévation.....	96
Tableau III.31 : Surélévation des bajoyers de l'évacuateur après rehaussement du plan d'eau du barrage.....	97

## Liste des photos

Photo I.1 : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Boughrara).....	5
Photo I.2 : Evacuateur porté par le barrage Grison.....	6
Photo I.3 : Evacuateur porté implanté sur les rives du barrage.....	7
Photo I.4 : Essais sur modèle réduit, évacuateur du barrage Ostour $Q = 12\ 000\ m^3/s$ .....	7
Photo I.5 : Evacuateur porté du barrage Beni-Haronn (Algérie).....	7
Photo I.6 : Evacuateur en puits circulaire.....	9
Photo I.7 : Evacuateur en puits marguerite.....	9
Photo I.8 : Siphon d'essai, vraie grandeur du Barrage Fergoug (Algérie).....	11
Photo I.9 : Barrage Bou-Hanifia à déversoir de superficie à seuil mobile.....	13
Photo I.10 : Vanne segment installée sur déversoir.....	16
Photo I.11 : Essai sur modèle réduit au laboratoire (hausses fusibles) d'Artelia Environnement (Grenoble).....	18
Photo I.12 : Evacuateur à faible charge.....	19
Photo I.13 : Déversoir « bec de canard » du barrage de Lumbilia (Burkina Faso).....	19
Photo II.1 : Essais sur modèle réduit pour surélévation du barrage GHRIB par bec de canard.....	25
Photo II.2 : Vanne levante avec hausse (barrage de Kain).....	29
Photo II.3 : Modèle A1m sans socle.....	38
Photo II. 4 : Modèle A1m sur socle.....	38
Photo III.1 : Digue du barrage Al Izdihar Sidi-Abdeli.....	61
Photo III.2 : Tour de prise d'eau de barrage Sidi-Abdeli.....	62
Photo III.3 : Vidange de fond barrage Sidi-Abdeli.....	62
Photo III.4 : Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdeli.....	63
Photo III.5 : Vue d'amont sur les becs du barrage BAKHADDA.....	98
Photo III.6 : Vue sur la cuvette d'un bec (Barrage BAKHADDA).....	98
Photo III.7: Vue d'aval sur les becs avec zone du Creager (Barrage BAKHADDA).....	99

# LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Evacuateur frontal.....	6
Figure I.2 : Evacuateur en puits.....	8
Figure I.3 : Evacuateur en siphon.....	8
Figure I.4 : Dessin schématique d'un barrage mobile.....	12
Figure I.5 : Coupe transversale dans un barrage à vanne clapet.....	14
Figure I.6 : Coupe transversale dans un barrage à vanne segment.....	15
Figure I.7 : Vannes segments en une pièce.....	15
Figure I.8 : Paramètres hydrauliques sur une vanne segment.....	17
Figure I.9 : Vue en coupe d'une hausse fusible principale équipée d'un puits d'admission (Barrage Quipolly Australie).....	18
Figure II.1 : Renforcement du parement amont.....	22
Figure II.2 : Renforcement du parement aval.....	23
Figure II.3 : Renforcement du couronnement.....	23
Figure II.4 : Configuration des becs de canard.....	24
Figure II.5 : Schéma en coupe et vue de dessus d'un déversoir de type « bec de canard ».....	24
Figure II.6 : Profil longitudinal de la surélévation par becs de canard.....	25
Figure II.7 : Géométrie et configuration de l'écoulement sur un déversoir en labyrinthe.....	26
Figure II.8 : Déversoirs en labyrinthe à éléments rectangulaires en plan.....	26
Figure II.9 : Déversoir en labyrinthe à éléments trapézoïdaux en plan.....	26
Figure II.10 : Déversoir en labyrinthe à éléments triangulaires en plan.....	27
Figure II.11 : Déversoir en labyrinthe à éléments trapézoïdaux arrondies en plan.....	27
Figure II.12 : Différents types de vannes levantes.....	28
Figure II.13 : Vanne segment avec clapet déversoir(barrage Laroussia).....	29
Figure II.14 : Vanne à clapets.....	30
Figure II.15 : Schéma d'une hausse fusible.....	31
Figure II.16 : Disposition des hausses fusibles.....	31
Figure II.17 : Hausse fusible fonctionnant comme un barrage.....	32
Figure II.18 : Hausse fusible fonctionnant comme un déversoir.....	32
Figure II.19 : Basculement de la hausse.....	33
Figure II.20 : Courbe des coefficients de débit obtenu expérimentalement.....	34
Figure II.21 : Vue en perspective d'un déversoir Blocs fusibles.....	34

Figure II.22 : Types de blocs fusibles.....	35
Figure II.23 : Schéma d'un élément du déversoir en touches de Piano (PK-Weir).....	36
Figure II.24 : PK-Weir de type A.....	37
Figure II.25 : PK-Weir de type B.....	37
Figure II.26 : Coefficient de débit en fonction de la position du déversoir (PK-Weir A1m)...	39
Figure II.27 : Configuration des déversoirs.....	40
Figure II.28 : Déversoir a seuil mince.....	40
Figure II.29 : Profil pratique Creager.....	41
Figure II.30 : Influence de la contraction latérale.....	41
Figure II.31 : Influence du noyage.....	42
Figure II.32 : Variation des vitesses réelles au pied aval d'un déversoir à forte pente aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir.....	43
Figure II.33 : Paramètre hydraulique agissant sur un déversoir.....	43
Figure II.34 : Variation de $\psi$ en fonction de $\Phi$ .....	45
Figure II.35 : Vue en plan d'un tranché latéral.....	46
Figure II.36 : Dispositions conceptuelles sur un déversoir frontal.....	47
Figure II.37 : Siphon à profil Creager débouchant en l'air.....	48
Figure II.38 : Siphon à profil Creager à sortie noyée.....	49
Figure III.1 : Envasement moyen des barrages au Maghreb.....	52
Figure III.2 : Surélévation du déversoir du barrage Ghrib par vanne segment.....	57
Figure III.3 : Vue en plans de l'évacuateur de crue.....	64
Figure III.4 : Variation de débit en fonction de la hauteur d'eau.....	65
Figure III.5 : Courbe pour le calcul des paramètres $\psi$ et $\phi$ .....	67
Figure III.6 : Détermination des paramètres $\psi$ et $\phi$ .....	68
Figure III.7 : Calcul de tirant d'eau en fin du 1 <sup>er</sup> tronçon.....	69
Figure III.8 : Calcul de tirant d'eau en fin du 2 <sup>ème</sup> tronçon.....	70
Figure III.9 : Calcul de tirant d'eau en fin du 3 <sup>ème</sup> tronçon.....	71
Figure III.10 : Calcul de tirant d'eau en fin du 4 <sup>ème</sup> tronçon.....	72
Figure III.11: Calcul de tirant d'eau en fin du 5 <sup>ème</sup> tronçon.....	73
Figure III.12 : Paramètres des profils en long (surface libre et radier) de l'évacuateur actuel.....	75
Figure III.13 : Profil en long hydraulique de l'évacuateur actuel.....	75
Figure III.14 : Courbes caractéristiques de remplissage du barrage Sidi-Abdeli.....	76



Figure III.15: Position des repères 10 et 50.....	77
Figure III.16 : Déplacement des repères 10 et 50 (Avril 1992 – septembre 2003).....	78
Figure III.17 : Géométrie des becs.....	79
Figure III.18 : Variation de la longueur déversante en fonction de nombre de bec.....	80
Figure III.19 : Variation du débit d'évacuation des becs en fonction des charges déversantes.....	80
Figure III.20 : Variation de la longueur déversante en fonction de la charge d'eau, $Q = 3\ 000\ m^3/s$ .....	81
Figure III.21 : Capacité de décharge des becs en fonction des charges d'eau.....	82
Figure III.22 : Dispositions géométriques des becs.....	82
Figure III.23 : Le bec divisé en huit sections.....	83
Figure III.24 : Profil en long géométrique de la structure de surélévation.....	85
Figure III.25 : Calcul de tirant d'eau en fin du 1 <sup>er</sup> tronçon, $I = 0,02$ .....	86
Figure III.26 : Calcul de tirant d'eau en fin du 2 <sup>ème</sup> tronçon, $I = 0,07$ .....	87
Figure III.27 : Calcul de tirant d'eau en fin du 3 <sup>ème</sup> tronçon, $I = 0,18$ .....	88
Figure III.28 : La Calcul de tirant d'eau en fin du 4 <sup>ème</sup> tronçon, pour $I = 0,22$ .....	88
Figure III.29 : Calcul de tirant d'eau en fin du 5 <sup>ème</sup> tronçon, pour $I = 0,76$ .....	89
Figure III.30: Allure de la ligne d'eau de l'évacuateur avec la structure de surélévation.....	91
Figure III.31 : Calcul de débit unitaire des vannes fonction de la hauteur d'eau.....	92
Figure III.32 : Variation de débit des becs plus les deux vannes en fonction de la hauteur d'eau.....	93
Figure III.33 : Vue en plans d'évacuateur de crue rehaussé.....	93
Figure III.34 : Comparaison entre les niveaux d'eau dans l'évacuateur actuel et rehaussé.....	94



## LISTE DES ABREVIATIONS

BCV : Béton conventionnel vibré.

BCR : Béton compacté au rouleau.

ANBT : Agence national des barrages et des transferts.

GEOKART : Société de géodésie et cartographie.

CPHE : Côte des plus hautes eaux.

CRN : Côte de la retenue normale.

ACRN : Ancienne côte de la retenue normale.

NCRN : Nouvelle côte de la retenue normale.

SAS : Sable-argile-silte.

AEP : Alimentation en eau potable.

NGA : Niveau géographique Algérien.

$V_s$  : Volume supplémentaire du réservoir après surélévation.

$S_I$  : Surface inondé.

CW : Chemin de willaya.

EPFL : Ecole Polytechnique Fédérale de LAUSANE.

# Table des matières

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

## CHAPITRE I : Les types des évacuateurs des crues

I. Introduction.....	4
II. Catégories des évacuateurs de crue.....	4
II.1. Déversoir de surface.....	4
II.1.1. Evacuateur latéral.....	5
II.1.2. Evacuateur frontal.....	5
II.1.3. Evacuateurs portée par les barrages.....	6
II.2. Evacuateur en charge.....	8
II.2.1. Evacuateur en puits.....	8
II.2.1. Evacuateur en siphon.....	9
II.3. Evacuateur de Superficie à seuil mobile.....	11
II.4. Evacuateur vannées.....	12
II.4.1. Vannes clapets.....	13
II.4.2. Vannes segment.....	14
II.4.2.1. Conception.....	14
II.4.2.2. Fonctionnement des vannes de surface.....	17
II.5. Evacuateur de crue à hausses fusibles.....	18
II.6. Evacuateur à faible charge.....	19
Conclusion.....	21

## CHAPITRE II : Techniques de surélévation des barrages

I. Introduction.....	22
II. Technique et méthodes de surélévation des barrages.....	22
II.1. Surélévation du corps du barrage.....	22
II.2. Surélévation des barrages par becs de canard.....	23
II.3. surélévation par les évacuateurs de crue non rectiligne.....	25
II.3.1. Différentes formes des déversoirs en labyrinthe.....	26
II.3.2. Description de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe.....	27

II.3.2.1. Ecoulement complètement aéré.....	27
II.3.2.2. Ecoulement partiellement aéré.....	27
II.3.2.3. Ecoulement de transition.....	28
II.3.2.4. Ecoulement déprimé.....	28
II.4. Surélévation par les vannes levantes.....	28
II.5. surélévation par les Vannes segments.....	29
II.6. Surélévation par les vannes à Clapets.....	30
II.7. Surélévation par évacuateur à hausses fusibles.....	30
II.7.1. Principe de fonctionnement des hausses fusibles.....	32
II.7.2. Caractéristiques de débit des hausses fusibles.....	33
II.7.3. Blocs fusibles.....	34
II.8. Surélévation par l'évacuateur en touches de piano PK-Weir.....	35
II.8.1. Conception de PK-Weir.....	36
II.8.2. Configuration géométrique du PK-Weir.....	36
II.8.3. Effet de l'emplacement du déversoir.....	38
III. Paramètres sommaires de conception.....	40
III.1. Evacuateurs en surface.....	40
III.1.1. Evacuateur de surface en fonction configuration.....	40
III.1.2. Evacuateur de surface en fonction du profil (géométrie).....	40
III.1.3. Profil Creager.....	41
III.1.4. Evacuateur de surface en fonction contraction latéral.....	41
III.1.5. Evacuateur de surface en fonction de noyage.....	42
III.1.6. Vitesse au pied aval du déversoir.....	42
III.1.7. Hauteur d'eau au pied du déversoir.....	43
III.1.8. Calcul d'une tranchée latérale.....	45
III.1.9. Disposition sur entonnement frontale.....	47
III.2. Evacuateurs en charge.....	47
III.2.1 Siphon débouchant en l'air.....	48
III.2.2. Siphon à sortie noyée.....	48
Conclusion.....	50

## CHAPITRE III : Surélévation du plan d'eau du barrage Izdihar à Sidi Abdelli

I. Introduction.....	51
II. Envasement dans le monde.....	51
III. Envasement moyen au Maghreb.....	51
IV. La réduction de la capacité de la retenue cas des barrages Algériens.....	53
IV.1. Cas du barrage de FERGOUG.....	53
IV.2. Cas du barrage de FOUM EL GHERZA.....	53
IV.3. Cas du barrage de OUED EL FODDA.....	54
IV.4. Cas du barrage de BOUHANIFIA.....	54
IV.5. Cas du barrage du Hamiz.....	54
IV.6. Cas du barrage des Zardézas.....	54
IV.7. Cas du barrage de K'sob.....	55
IV.8. Cas du barrage Ghrib.....	55
IV.8.1. Faisabilité de la surélévation du barrage.....	56
IV.8.2. Variantes de surélévation .....	56
Conclusion.....	58
I. Présentation du barrage Al Izdihar à Sidi-Abdelli.....	59
II. Description du barrage.....	60
II.1. La digue.....	60
II.2. Tour de prise.....	61
II.3. Vidange de fond.....	62
II.4. Evacuateur de crue.....	63
III. Descriptif conceptuel de l'ouvrage d'évacuation.....	64
III.1. Données de conception.....	64
III.2. profil de l'évacuateur.....	64
IV. Vérification du fonctionnement hydraulique de l'évacuateur actuel.....	64
IV.1. Evaluation de la charge d'eau sur le déversoir.....	64
IV.1.1. Détermination du coefficient de débit m.....	64
IV.1.2. Détermination de la charge d'eau.....	65
IV.2. Détermination de la hauteur d'eau au pied aval du déversoir.....	66
IV.2.1 Méthode USBR.....	66
IV.2.2. Méthode d'Abaque USBR.....	66

IV.2.3. Méthode des paramètres $\psi$ et $\phi$ .....	66
IV.3. Calcul hydraulique du canal d'évacuation.....	68
IV.3.1. Calculs hydrauliques du 1 <sup>er</sup> tronçon.....	69
IV.3.2. Calculs hydrauliques du 2 <sup>ème</sup> tronçon.....	70
IV.3.3. Calculs hydrauliques du 3 <sup>ème</sup> tronçon.....	70
IV.3.4. Calculs hydrauliques du 4 <sup>ème</sup> tronçon.....	71
IV.3.5. Calculs hydrauliques du 5 <sup>ème</sup> tronçon.....	72
V. Principe de surélévation du barrage Al Izdihar.....	76
VI. Variantes de surélévation.....	77
VI.1. Surélévation par vannes.....	77
VI.1.1. Considération de conception.....	77
VI.1.2. Considération de comportement de l'évacuateur.....	77
VI.2. Surélévation par ouvrage fixe à évacuateur libre.....	78
VII. Surélévation de l'évacuateur de crue par becs de canard.....	78
VII.1. Détermination de la longueur déversante.....	79
VII.2. Conjugaison des paramètres de déversement.....	80
VII.3. Définition de la charge sur les becs.....	81
VII.4. Profil des becs.....	82
VII.5. Calculs hydrauliques de la variante de surélévation.....	83
VII.6. Vitesses et hauteurs d'eau au niveau des becs.....	85
VIII. Vérification du comportement hydraulique de l'évacuateur des crues avec structure de surélévation.....	85
VIII.1. Calculs hydrauliques du 1 <sup>er</sup> tronçon.....	86
VIII.2. Calculs hydrauliques du 2 <sup>ème</sup> tronçon.....	86
VIII.3. Calculs hydrauliques du 3 <sup>ème</sup> tronçon.....	87
VIII.4. Calculs hydrauliques du 4 <sup>ème</sup> tronçon.....	88
VIII.5. Calculs hydrauliques du 5 <sup>ème</sup> tronçon.....	89
VIII.6. Tracé de la ligne d'eau le long de l'évacuateur avec la structure de Surélévation.....	91
XI. Calculs hydrauliques des vannes.....	92
X. Analyse des effets de la surélévation.....	94
X.1. Remplissage du lac.....	94
X.2. Inondation des ouvrages de l'aménagement.....	94

X.3. Hauteur de l'organe d'étanchéité du barrage.....	95
X.4. Débit de drainage.....	95
X.5. Stabilité des talus du barrage.....	95
X.6. Temps de vidange du barrage.....	95
X.7. Stabilité du versant en rive gauche.....	95
X.8. Modification de la hauteur du déversoir Creager.....	96
X.9. Ouvrages de prise et de vidange du barrage.....	96
X.10. Modification des hauteurs des bajoyers.....	96
Conclusion.....	100
CONCLUSION GENERALE.....	101
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	103



## INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie enregistre un apport pluviométrique moyen annuel de près de 100 Milliards de m<sup>3</sup>, sur lequel les eaux de surface ne représentent que 12,5 Milliards de m<sup>3</sup>, le reste se partage entre l'évaporation, l'infiltration et le déversement vers la mer. De ces 12,5 Milliards de m<sup>3</sup>, le pays a tenté de mobiliser près de la moitié en construisant 67 barrages d'une capacité totale de stockage de 6,4 Milliards de m<sup>3</sup>.[]

Malheureusement les barrages d'Algérie ont subis de plein fouet le phénomène d'envasement, qui a déjà envahie 1,1 Milliards de m<sup>3</sup> d'après le dernier rapport de l'UNESCO, avec un taux moyen annuel de 0,65% de la capacité totale. Ceci représente une durée de vie moyenne de 140 ans. Ce phénomène d'envasement des barrages, constitue l'une des préoccupations principales pour la gestion des ressources superficielles. En plus de l'aspect aléatoire des précipitations, de la demande en eau des divers secteurs (AEP, Agricultures, industrie et même la production d'énergie électrique), sans cesse, croissante, l'envasement des retenues de barrages réduit considérablement les capacités mobilisées. Avec l'accélération de l'envasement, les capacités utiles des barrages sont réduites de 45 Millions de m<sup>3</sup> chaque année, soit l'équivalent d'un grand barrage chaque année. Cet aspect représente une perte de près de 25 Millions de Dollars annuellement.

A titre d'exemple, en Algérie, 15 barrages sont gravement menacés par le phénomène d'envasement, et environ 30 % de la vase à été déposée sur les 52 barrages. On cite les barrages de : Oued El Fodda, Hamiz, Beni Amrane, Ghrib, Ighil Emda, Zardezas, Fom El Gherza, Bouhnaifia, K'sob.

La majorité des barrages en Algérie ont une durée de vie de l'ordre d'une cinquantaine d'année. Il est rare cependant, que l'on puisse admettre à l'issue d'une période aussi courte, l'abondons d'un aménagement hydraulique particulièrement lorsqu'il s'agit de réservoirs destinés à l'adduction en eau potable ou l'irrigation dont les intérêts socio-économiques justifient une garantie de service illimitée. Il importe donc, non seulement de prévoir le rythme de comblement de la retenue, aussi précis que possible, de manière à prendre les dispositions économiques et sociales qui s'imposent mais aussi et surtout de sauvegarder au maximum l'existence de la retenue. Pour cela, la politique de projet intégré comprenant les protections, au préalable, le reboisement, la restauration des sols, la formation des banquettes et la plantation de végétation à l'amont des retenue, n'a jamais été concrétisée d'une manière efficace et le pouvoirs publics s'orientent, dans la quasi-totalité des cas, aux solutions à posteriori souvent trop onéreuses comme :

- La réalisation de barrage de décantation,
- Chasses consistent à vider complètement le barrage au début de l'automne et à le laisser vide, toutes vannes ouvertes, jusqu'aux premières pluies. La première crue enlève sans difficulté les vases de l'année non encore consolidées.
- Dragage des barrages qui est une solution difficile et onéreuse.

D'autres solutions peuvent être envisagées, à priori. Il s'agit de la surélévation du plan d'eau de la retenue normale, qui a un but pour trouver une capacité d'appoint au réservoir si le volume utile venait à diminuer sous l'effet d'un envasement non contrôlé. Si la capacité du réservoir disponible entre la cote de retenue normale et la cote crête du barrage est suffisamment importante, la surélévation du barrage peut s'avérer une solution plus économique par rapport au dévasement de la retenue. Il existe plusieurs techniques de surélévation des barrages qui ont pour principal but d'augmenter la capacité du réservoir et compenser le volume envasé.

- La surélévation du corps du barrage : qui consiste en le rehaussement du seuil déversant avec rehaussement de la cote crête du barrage par un massif additif.
- La surélévation par vannes : qui consiste en installation des vannes mobiles sur l'évacuateur souvent de type segment.
- La surélévation par hausses fusibles : Ce système est l'équivalent d'un tampon fusible, semblable à des hausses multiples placées sur la crête de déversoir.

C'est dans cette optique que le présent travail est élaboré sur un cas réel du barrage Izdihar à Sidi Abdelli dans la wilaya de Tlemcen.

L'étude se propose une analyse de faisabilité de la surélévation du plan d'eau du barrage de la cote 345,00 NGA à 350,00 NGA, soit un rehaussement de la hauteur normale de 5m. Cette surélévation permet de garantir un volume supplémentaire dans le réservoir de 32,5 Hm<sup>3</sup>. La surélévation n'a aucune influence sur la cote des PHE maintenue à 351,3 NGA. Plusieurs variantes ont été analysées pour retenir la solution de surélévation par becs de canard qui permet l'évacuation de la crue de projet par écoulement libre. Le maintien de la cote PHE exige l'augmentation considérable de la longueur déversante. En plus de l'objectif d'augmenter la capacité du réservoir, la deuxième préoccupation résidait dans le fait que le rehaussement du déversoir n'occasionne pas de grandes modifications sur l'évacuateur de crue.

Au niveau de cette étude et en étape finale, les effets de la surélévation ont été analysés sur l'ensemble des zones avec des recommandations relatives aux investigations à engager. Pour la finalisation de ce travail, le mémoire a été structuré en trois chapitres à savoir :

- Chapitre 1 : Les différents types d'évacuateurs des crues.
- Chapitre 2 : Techniques de surélévation des barrages.
- Chapitre 3 : Surélévation du plan d'eau du barrage Izdihar à Sidi Abdeli.

## **I. Introduction**

La modélisation physique en modèle réduit en hydraulique et notamment en construction hydraulique est un moyen incomparable de compréhension des phénomènes visés par toute étude ayant pour objet l'optimisation tant du point de vue dimensionnement que du point de vue maîtrise de fonctionnement et d'exploitation des ouvrages courts testés et examinés à l'échelle réduite.

Le choix d'organes superficiels d'évacuation se ramène à trouver un ouvrage de largeur réduite capable d'évacuer un gros débit sous un décrétement aussi faible que possible.

Cette largeur réduite est la conséquence des nécessités économiques, topographiques, imposées par l'ouvrage principal. Quant au décrétement faible, il constitue la condition d'un bon rendement de l'ouvrage principal. Pour un ouvrage de hauteur donnée, souvent imposée par la topographie du lieu, la nécessité d'évacuer sous faible décrétement, est un facteur primordial si l'on veut perdre les volumes d'eau souvent importants que peuvent emmagasiner les tranches supérieures de la retenue.

Le problème, dans ses éléments principaux : encombrement réduit et décrétement faible, semblerait assez bien résolu par l'utilisation des diverses catégories d'ouvrages d'évacuation des crues.

Le choix du type de l'évacuateur de crue est complexe. Il dépend de critères interactifs multiples : géologie, topographie, débit de crue à évacuer, contraintes d'exploitation, économie et paramètres sécuritaires [1].

## **II. Catégories des évacuateurs de crue**

Les déversoirs de crue sont des ouvrages annexes aux barrages, qui permettent la restitution des débits de crues excédentaires (non stockés dans le réservoir) à l'aval du barrage.

D'une importance primordiale pour la sécurité du barrage, les déversoirs doivent être en mesure d'empêcher le débordement de l'eau par-dessus la digue et l'apparition de phénomènes d'érosion à l'aval de la digue dans la zone de rejet dans l'oued. Les déversoirs peuvent être groupés en deux principaux types : les déversoirs de surface et les déversoirs en charge [2].

### **II.1. Déversoir de surface**

Il s'agit du type le plus communément utilisé et aussi le plus fiable. L'évacuateur de surface débute par un seuil. Ce seuil dans un chenal à faible pente qui amène l'eau à l'aval de la digue. L'eau emprunte ensuite le coursier dont la pente permet de rattraper la différence de

cote entre le niveau de la retenue et celui de l'oued à l'aval. Le coursier aboutit soit directement dans l'oued (différence de cote faible), soit dans un bassin d'amortissement (cas de forte pente).

L'évacuateur de surface est placé soit : latéralement à l'axe du barrage sur une rive, ou parallèlement à l'axe du barrage.

### II.1.1. Evacuateur latéral

Le déversoir du type latéral est adopté dans le cas où la pente du versant est faible. Ce type d'ouvrage repose directement sur le sol pas soumis à des tassements sous l'effet du massif du barrage (photo I.1).

L'écoulement dans le coursier est parallèle au seuil (latéralement à l'axe du barrage sur une rive).

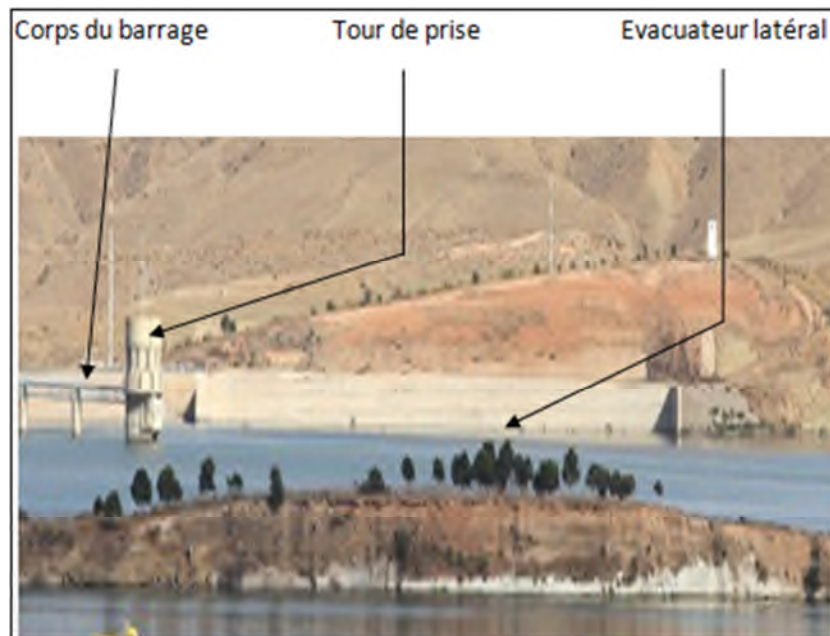


Photo I.1 : Evacuateur latéral (Barrage Hamam Boughrara).

Si la pente du versant est forte, un déversoir latéral conduit à des déblais importants et un déversoir frontal est alors préférable. Ce type de déversoir est également utilisé dans le cas de débit évacué très important conduisant à une longueur du seuil très importante (figure I.1) [2].

### II.1.2. Evacuateur frontal

Le déversoir de type frontal est adopté pour des pentes du versant fortes. L'écoulement dans le coursier est perpendiculaire au seuil.

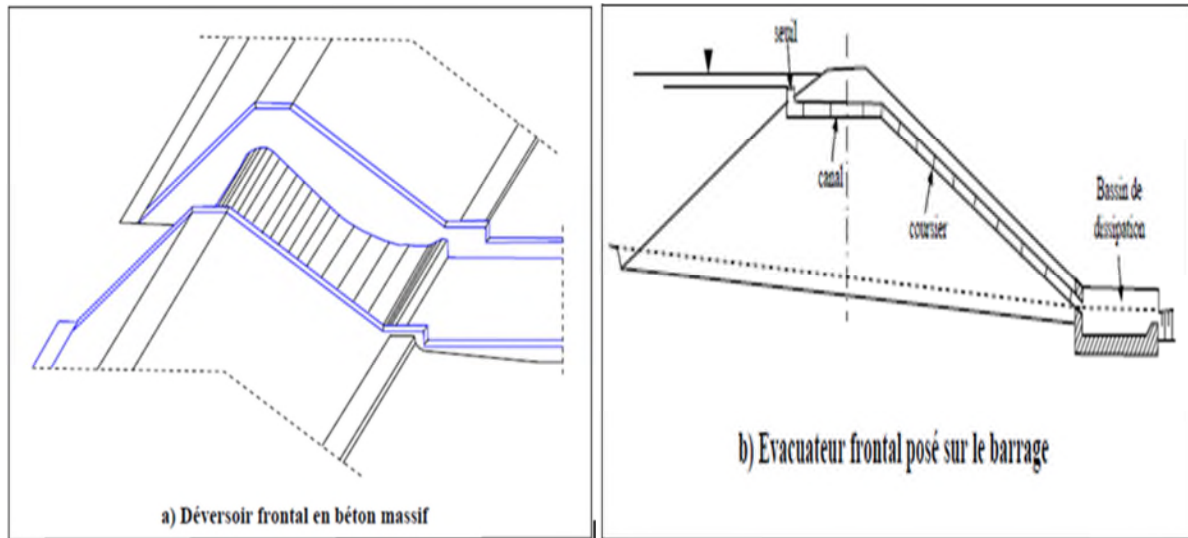


Figure 1.1 : Evacuateur frontal [2].

### II.1.3. Evacuateurs portés par les barrages

Pour les barrages poids BCV ou BCR et à moindre degré, les évacuateurs peuvent être incorporés au niveau du corps du barrage, on parle alors d'évacuateurs portés. Ces derniers s'adaptent convenablement aux barrages poids. Néanmoins pour les barrages voûtes, l'incorporation est plus ou moins difficile et pose souvent des contraintes d'ordre technique ou économique [3].



Photo 1.2 : Evacuateur porté par le barrage Grison.



*Photo I.3 : Evacuateur porté implanté sur les rives du barrage.*



*Photo I.4 : Essais sur modèle réduit, évacuateur du barrage Ostour  $Q = 12\,000\text{ m}^3/\text{s}$ .*



*Photo I.5 : Evacuateur porté du barrage Beni-Haronn (Algérie) [3].*

## II.2. Evacuateur en charge

Ils peuvent être du type puits ou type siphon (Figure I.2 et I.3).

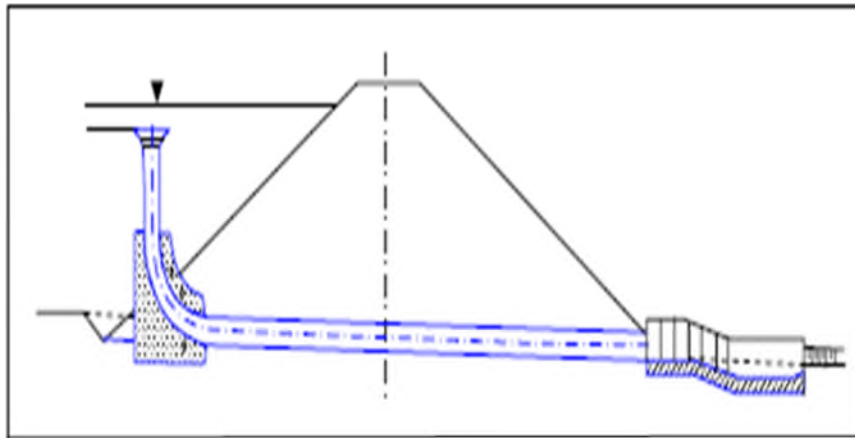


Figure I.2 : Evacuateur en puits.

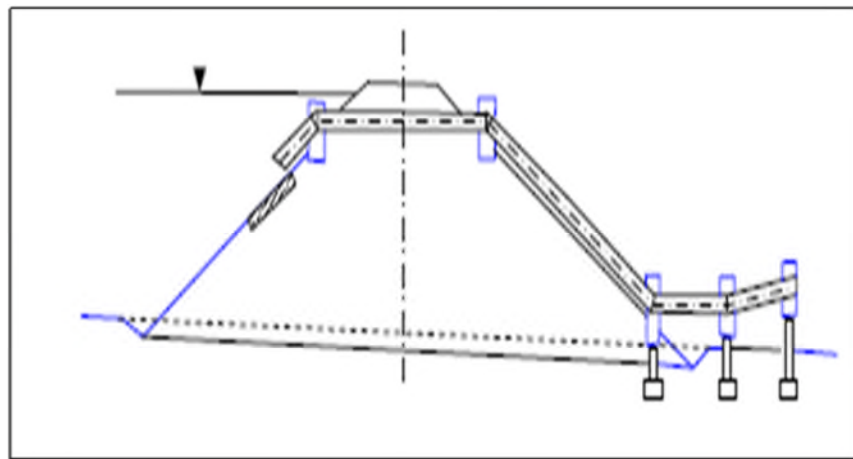


Figure I.3 : Evacuateur en siphon [2].

### II.2.1. Evacuateur en puits

L'évacuateur en puits est un ouvrage en béton de forme circulaire (difficultés d'implantation sur corps du barrage ou rives, difficultés techniques ou financières). Il évacue l'eau par chute verticale dans la conduite enterrée débouchant à l'aval de la digue dans un bassin de dissipation. Le puits peut servir également de tour de prise d'eau. La conduite d'évacuation joue le rôle de conduite de vidange [2].

Pour ce type d'évacuateur, il est nécessaire d'insister sur trois aspects importants :

- La longueur déversante à considérer est égale au périmètre du déversoir,
- La convergence des filets à l'intérieur du centre du puits,
- Le noyage sur la partie basse de puits [4].





*Photo I.6 : Evacuateur en puits circulaire.*



*Photo I.7 : Evacuateur en puits marguerite [4].*

### **II.2.1. Evacuateur en siphon**

Les siphons constituent des évacuateurs de superficie capables d'évacuer de très forts débits sous de faibles décrets pour un encombrement restreint (chose souhaitable pour toute conception optimale des organes d'évacuation).

Bien que la théorie du "siphon évacuateur" soit connue depuis longtemps, les projecteurs hésitent encore à employer des siphons, leurs préjugés défavorables pouvant se résumer en quatre points :

1. Manque de capacité de surcharge,
2. Manque de souplesse, puisqu'ils fonctionnent (par tout ou rien),
3. Incertitude d'un amorçage sûr, ce dernier pouvant être empêché par le gel, les corps flottants, les entrées d'air,...ect,
4. Exécution délicate, par suite de l'importance des vibrations et des efforts dynamiques auxquels ils sont soumis [5].

Un siphon d'essai réalisé en béton précontraint ayant des caractéristiques au point où se placer dans les limites d'utilisation pratique espérées. Les contraintes de similitudes souvent délicates ont été surmontées ainsi que les difficultés réelles de construction [5].

A titre d'exemple, le barrage de l'oued Fergoug s'était rompu en 1927 à cause de l'insuffisance du déversoir. La brèche fut obturée en partie en 1934 par un mur en béton formé de blocs de 5 m environ de largeur, et d'une hauteur variant de 4 à 10 m. Un ancrage de chaque bloc à l'ancien barrage par un tirant formé de câbles à fils parallèles laisse entre deux têtes d'amorce un espace de 3 m. L'épaisseur minimum des parois de la cellule à construire étant de 0,40 m, on fut conduit à un vide intérieur de 2,20 m.

Le siphon est implanté au droit d'un joint des blocs cités ci-dessus, et il a été pris soin de le bloquer, et de précontrainte le radier du siphon perpendiculairement au plan du joint. L'ensemble de la cellule se présente sous la forme d'un tube arqué, à section rectangulaire, de largeur constante et de hauteur variable, prenant appui à l'amont et à l'aval sur le barrage.

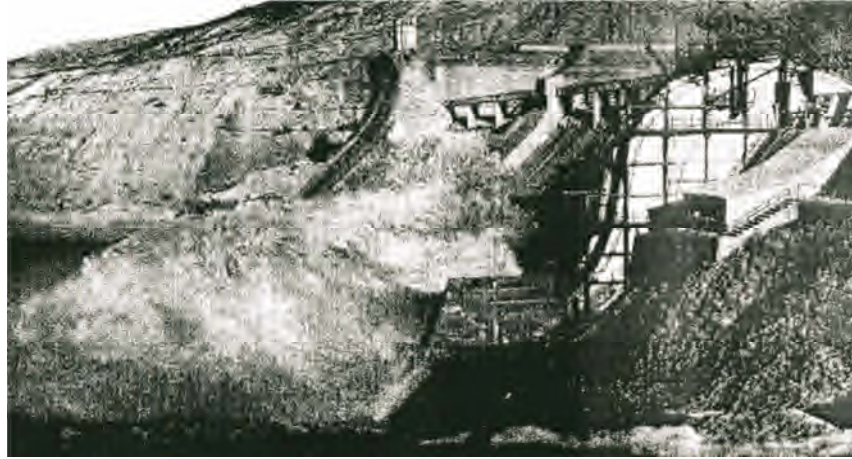
La zone intermédiaire forme un arc à une certaine distance du parement aval du barrage [5].

Les caractéristiques de l'ouvrage sont :

Côte d'arase du barrage : 86, surélevée à 88 par murette, niveau le plus bas de la hotte d'entrée amont : 82,5, Crête du siphon point bas : 87,5, point bas aval : 70,75, point bas du bassin d'amorçage : 68,25, hauteur maximum en gorge : 3,2 m, hauteur débouché aval : 2 m, débit : 30 m<sup>3</sup>/s au mètre linéaire, largeur du siphon : 2,20 m, débit total maximum : 66 m<sup>3</sup>, Siphon à bac déflecteur.

L'observation du siphon du Fergoug a conduit aux points suivants :

1. Le fonctionnement hydraulique est conforme aux données des calculs et des essais réalisés sur deux modèles réduits au 1/40 et au 1/25. Les mesures de débit d'eau, débit d'air, et répartition des pressions montrent que les lois de similitude de Froude étaient applicables à l'étude de ce phénomène,
2. Du point de vue résistance, le comportement du génie civil est satisfaisant.



*Photo I.8 : Siphon d'essai, vraie grandeur du Barrage Fergoug (Algérie) [5].*

### **II.3. Evacuateur de Superficie à seuil mobile**

Lorsque le site ne se prête pas à l'établissement d'un barrage réservoir fixe, un barrage mobile peut être adopté. Les éléments mobiles assurent la régulation du niveau de la retenue en fonction des variations du débit pour assurer l'alimentation de prises d'eau.

Un barrage mobile type, en Tunisie est le barrage Laroussia, qui implantée à la basse vallée de la Medjerdah. Il permet par la surélévation du niveau d'eau d'alimenter le grand Canal destiné pour l'irrigation, le canal Medjerdah Cap-Bon pour l'irrigation et l'alimentation en eau potable et de la centrale hydroélectrique [6].

Un barrage mobile est constitué d'éléments mobiles et fixes (figure I.4). Les parties fixes, généralement en maçonnerie, comprennent essentiellement :

- Le radier comportant, dans certains cas, un seuil surélevé par rapport au fond,
- Les piles et les culées qui supportent, dans certains cas, une passerelle de manœuvre,
- Les espaces séparant deux piles consécutives sont appelés « pertuis » ou « passes ». Ils sont obturés par les éléments mobiles,
- Les fondations sur lesquelles s'appuient les parties fixes. Les parties mobiles sont, en général, en charpente métallique. Ils comprennent les vannes levantes (batardeaux), segment, hausses et clapets et les vannes hydrauliques « toit » et « secteurs » [6].

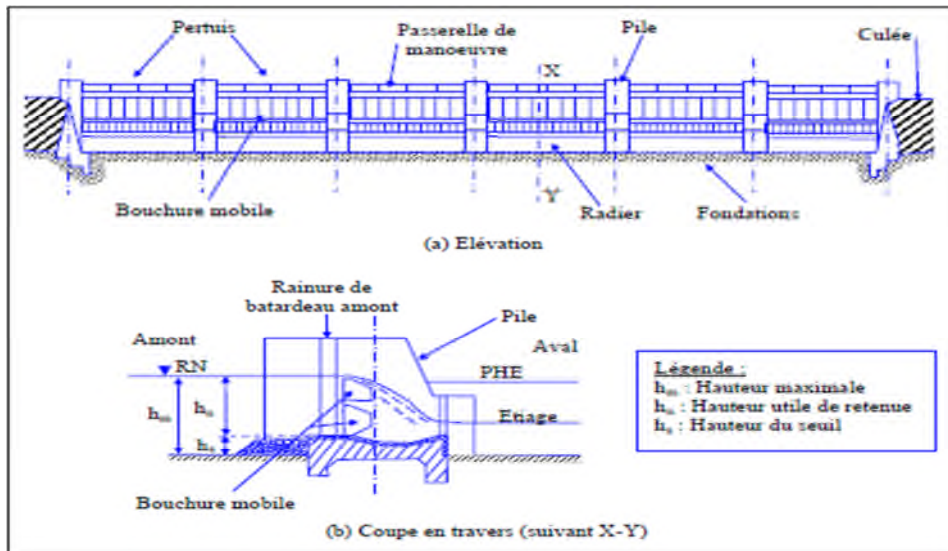


Figure I.4 : Dessin schématique d'un barrage mobile [6].

#### II.4. Evacuateur vannées

Il existe une grande variété de vannes mobiles, de nombreux critères peuvent être adoptés pour les classer, à savoir :

- En fonction de la disposition des pertuis : vannes de surface et de profondeur,
- Par rapport à la destination d'exploitation : des vannes principales, batardeau, vannes de secours et celles de constructions, remarquons à la fois qu'on tend à employer les mêmes vannes pour des diverses destinations,
- D'après les matériaux principaux : métalliques, en béton armé, en bois, bien sûr les vannes métalliques sont les plus répandues dans le monde,
- Le mode d'appui : certaines vannes sont simplement appuyées sur les culées ou les piles, d'autres sur le seuil de l'ouvrage,
- Le mode de déplacement : il existe des vannes le vantées ou plongeantes, des vannes roulantes, des vannes rotatives, des vannes à plusieurs axes de rotations, etc,
- Le mode de manœuvre : on a des vannes à manœuvre manuelle, mécanique ou automatique [7].

Nous exposons l'exemple du barrage de Bou-Hanifia (photo I.9), ouvrage en enrochement de 45 m de hauteur au-dessus du thalweg.

Le débit à évacuer pour préserver le massif de toute submersion en cas de crues catastrophiques est de 6 000 m<sup>3</sup>/s. Compte tenu de la capacité d'évacuation de l'ouvrage de vidange de fond qui est de 500 m<sup>3</sup>/s, c'est 5 500 m<sup>3</sup>/s qu'il convenait de restituer à la rivière.

Les conditions topographiques et géotechniques ont conduit à l'adoption d'un déversoir de superficie de largeur relativement faible (70 m) sur lequel la lame d'eau doit atteindre 11 m pour évacuer le débit de 5 500 m<sup>3</sup>/s [5].



*Photo I.9 : Barrage Bou-Hanifia à déversoir de superficie à seuil mobile [5].*

### **II.4.1. Vannes clapets**

Vannes clapets font partie de la famille des barrages à vannes métalliques. Ce type de bouchure prend appui sur le radier. Les vannes sont des panneaux obturant la totalité de la hauteur d'eau retenue sur la largeur de passe (figure I.5). Elles permettent par leur manœuvre de prendre toutes les positions voulues avec une précision centimétrique, et sont facilement automatisables.

Le corps de la vanne se présente sous forme d'un bordé amont plan, raidi par un tube résistant à la torsion pour les petites vannes, et d'un double bordé cylindrique en forme de ventre de poisson pour les vannes plus importantes. Le corps de la vanne est articulé par des charnières ou pivots scellés dans le radier. Il est manœuvré à l'une ou l'autre des extrémités, ce type de vanne relativement facile à construire, Il à comme inconvénient d'avoir des pièces de rotations immergées, donc de nécessiter à chaque fois l'installation d'un batardeau pour la maintenance. De même il favorise l'accumulation des sédiments en amont des vannes. Par contre, elles permettent le passage des corps flottants [8].

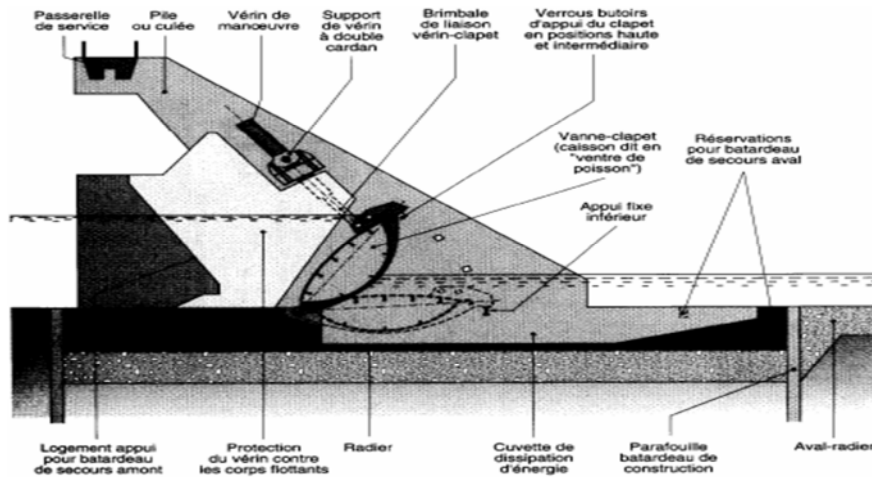


Figure I.5 : Coupe transversale dans un barrage à vanne clapet [8].

Il convient de discuter les avantages et les inconvénients des vannes clapets. Ceci est montré sur le tableau I.1.

Tableau I.1 : Avantages et inconvénients des vannes clapets [8].

Avantages	Inconvénients
Peu coûteuse	Torsion importante dans la structure
Régulation fine	Mécanismes sous eau
Esthétique correcte (possibilité de « cacher » les vérins)	Retient les sédiments (transport solide)
Charge hydraulique sur le radier (bon pour la stabilité et permet des piles étroites)	Sensible aux vibrations
Passage facile des corps flottants	Sensible à l'abrasion lorsqu'il y a un transport de sédiments important
Fiabilité d'ouverture en cas d'erreur de Fonctionnement	Difficulté d'alignement, particulièrement avec deux organes de manœuvre
Fonctionnement fiable même si un vérin est en panne (pour une vanne avec 2 vérins)	En principe pour de petites retenues

## II.4.2. Vannes segment

### II.4.2.1. Conception

Ce type de vanne (figure I.6) est constitué par un bordé amont circulaire raidi par un caisson non étanche maintenu en extrémité par des bras permettant la rotation de l'ensemble autour d'axes scellés dans les piles et situés au centre du cercle du bordé amont. Dans ces conditions,

la poussée de l'eau amont et aval à une résultante orientée vers le centre du cercle, donc vers les axes, et la manœuvre est simplement liée au poids de la vanne [8].

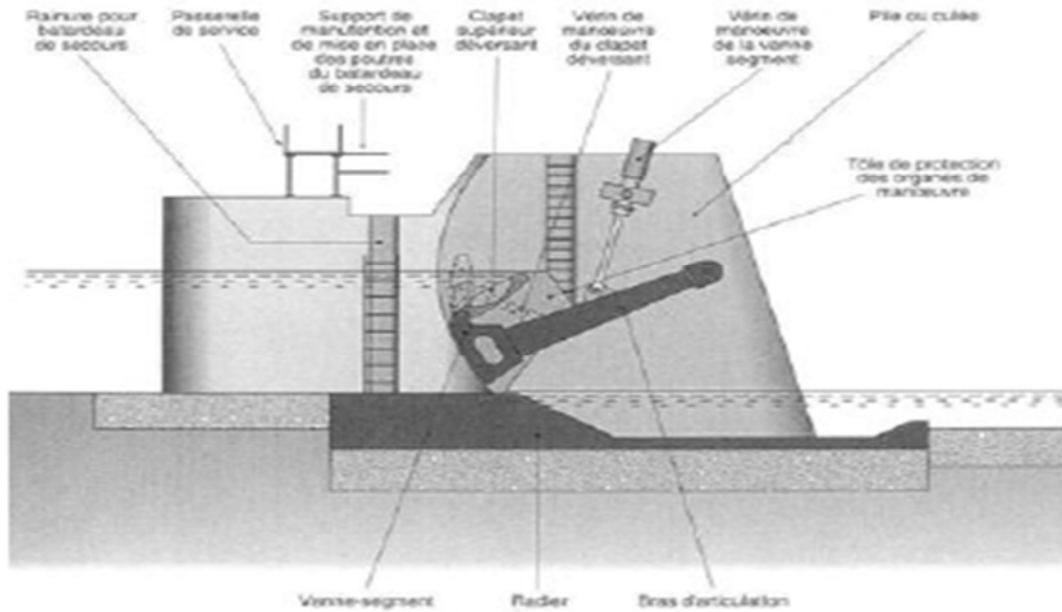


Figure I.6 : Coupe transversale dans un barrage à vanne segment [8].

Il existe trois configurations pour les vannes segment. Outre celle présentée à la figure I.6, qui est une vanne segment avec un clapet déversant (hausse), il existe des vannes segments « Simples » ou à corps unique, soit avec bras en compression (figure I.7 a), soit avec bras tendu (figure I.7 b)

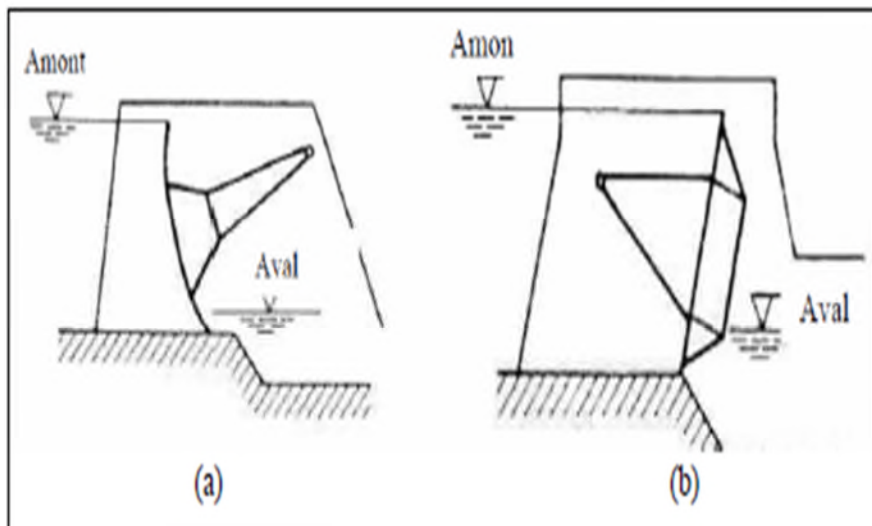


Figure I.7 : Vannes segments en une pièce [8].



*Photo I.10 : Vanne segment installée sur déversoir [8].*

Cet avantage (diminution des efforts de manœuvre) se transforme en inconvénient dans la mesure où les efforts apportés par l'eau sont concentrés sur les axes de rotation, ce qui n'est pas favorable au fonctionnement mécanique : on génère sur une pièce simultanément des efforts et des mouvements, d'où apparition de matage et d'usure.

Ce type de vanne ne possède pas une structure nécessitant une maintenance en fond de rivière. Il peut y avoir comme inconvénient de réaliser un écoulement par sous verse et de provoquer une érosion du radier à l'aval à cause de l'importance de la vitesse locale de l'eau.

Ces vannes présentent plusieurs avantages. Généralement, aucun organe mécanique ne se trouve sous eau, les efforts de manœuvre sont faibles, on possède le moyen de les réduire au minimum par l'équilibrage des vannes et par le choix judicieux du centre de rotation, les résistances passives dues aux axes de rotation ont des effets négligeables. Les efforts sont transmis aux piles, ce qui nécessite un dimensionnement en conséquence.

Les organes de manœuvre sont simples et réduits, d'accès facile et d'entretien aisé. Les manœuvres sont très rapides : on les utilise volontiers comme portes de garde.

Les réactions d'appui sont bien localisées, mais variables en grandeur et en direction.

Les axes de rotation sont très chargés surtout si la vanne est munie de contrepoids fixés dans les prolongements des bras.

L'écoulement sous la vanne permet une évacuation aisée des sédiments [8].



II.4.2.2. Fonctionnement des vannes de surface

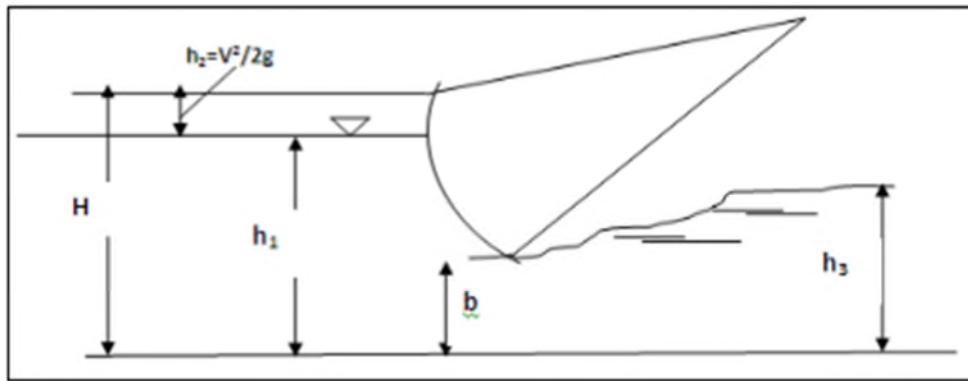


Figure I.8 : Parametres hydrauliques sur une vanne segment [4].

$$Q = \mu \cdot b \cdot l \cdot \sqrt{2gh_1} \dots \dots \dots \text{(II.1)}$$

$l$  : largeur de la vanne (m).

$\mu$  : coefficient de débit.

Tableau I.2 : Valeurs du coefficient de débit  $\mu$  [4].

	$b/h$	$(h_1/H)=1$	$(h_1/H)=0.9$	ECOULEMENT
$H_3/H=0.4$	0.1	0.71	0.71	Dénoyé
	0.2	0.64	0.64	
	0.3	0.60	0.60	
	0.4	0.57	0.57	
	0.5	0.54	0.54	
$H_3/H=0.6$	0.1	0.53	0.48	Noyé $\mu \leq 0.54$ Dénoyé $\mu > 0.54$
	0.2	0.61	0.54	
	0.3	0.60	0.60	
	0.4	0.57	0.56	
	0.5	0.54	0.53	
$H_3/H=0.8$	0.1	0.35	0.26	Noyé
	0.2	0.36	0.27	
	0.3	0.37	0.28	
	0.4	0.41	0.30	
	0.5	0.50	0.35	

## II.5. Evacuateur de crue à hausses fusibles

Le déversoir en hausse fusible à été inventé en 1989 par François Lempérière. Ce système est l'équivalent d'un tampon fusible, semblable à des hausses multiples placées sur la crête de déversoir. Elles ont la forme d'un déversoir en labyrinthe dans lequel chaque hausse représente un cycle du labyrinthe [9].

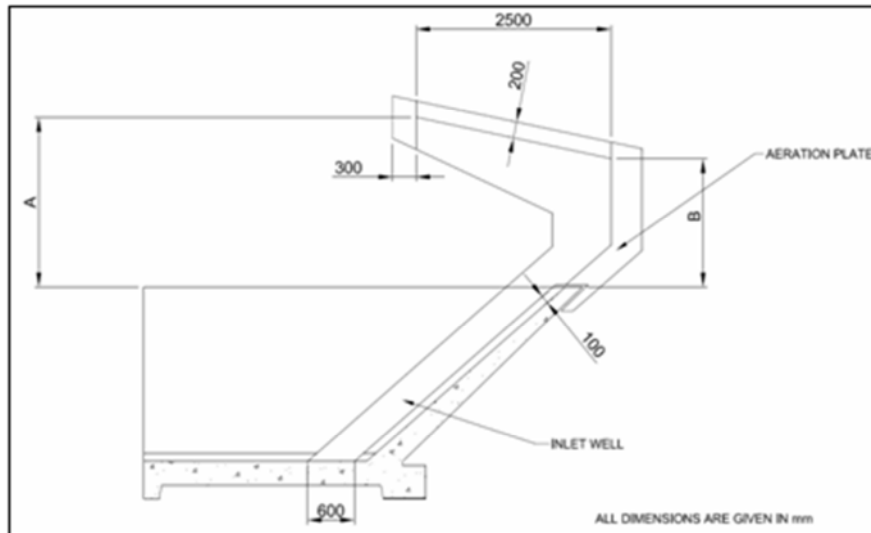


Figure I.9 : Vue en coupe d'une hausse fusible principale équipée d'un puits d'admission barrage Quipolly (Australie) [9].

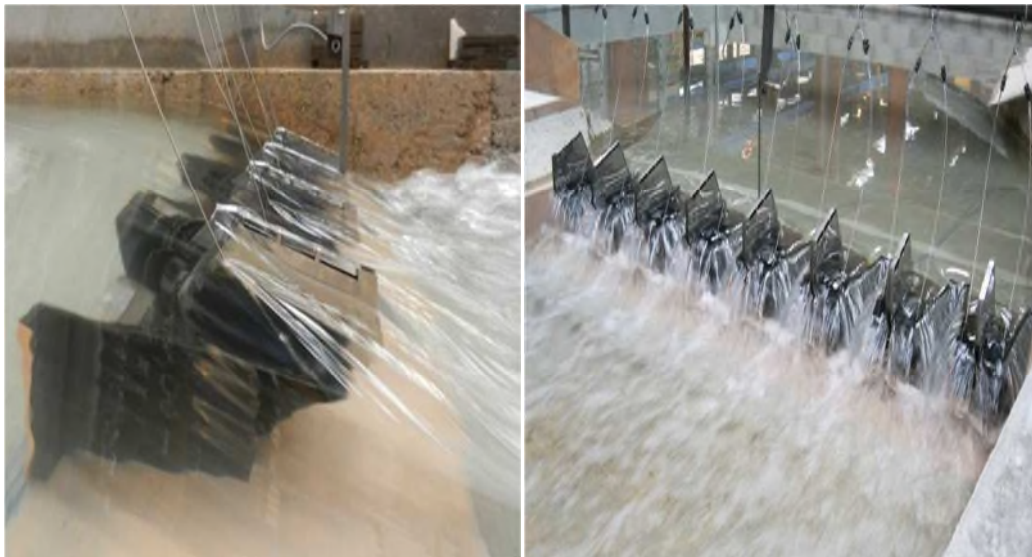


Photo I.11 : Essai sur modèle réduit au laboratoire (hausses fusibles) d'Artelia Environnement (Grenoble) [9].

## II.6. Evacuateur à faible charge

L'évacuateur à faible charge (bec de canard) est constitué d'un seuil présentant une partie curviligne, généralement semi-circulaire, et deux parties rectilignes de chaque côté (photo I.12). Mais, pour simplifier la mise en œuvre, on peut aussi concevoir des seuils qui se développent en plan selon trois côtés d'un rectangle allongé [10].

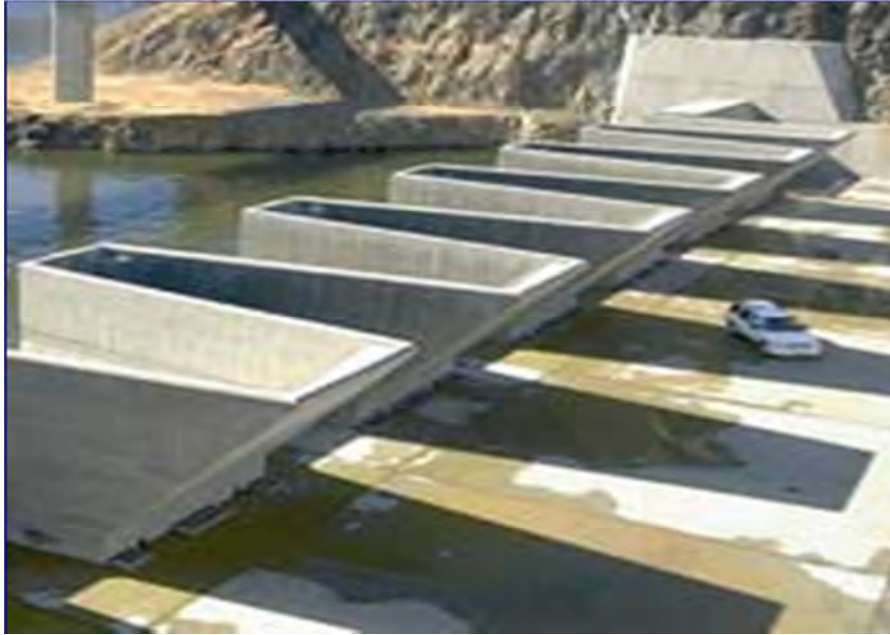


Photo I.12 : Evacuateur à faible charge.



Photo I.13 : Déversoir « bec de canard » du barrage de Lumbilia (Burkina Faso) [10].

Dans un cas comme dans l'autre, ce seuil constitue la partie supérieure d'une « boîte », dans laquelle le matelas d'eau permet d'amortir l'énergie de chute. Le débit transite en suite dans un coursier en béton posé sur le talus aval de la digue et dont la pente permet de rejoindre le pied

aval du barrage ou un dispositif de dissipation d'énergie restitue le débit dans le lit mineur du marigot.

L'écoulement pourra par ailleurs être amélioré en donnant une forme arrondie à la partie supérieure du seuil (photo I.13), l'adaptation de charge aussi importante devra être mise en balance, mais très souvent le « bec de canard » pourra représenter une alternative financièrement intéressante. Dans le cas de débits à évacuer relativement élevés. Il peut être judicieux de le concevoir comme un déversoir primaire destiné à évacuer les crues les plus fréquentes. On prévoira alors un déversoir secondaire, plus sommairement protégé, pour évacuer les crues de fréquence rare. On pourra par exemple profiter d'un col naturel situé en bord de cuvette qui, moyennant quelques aménagements, constituera un déversoir latéral peu exposé à subir des dégâts majeurs, puisqu'il ne fonctionnera que lors de crues exceptionnelles. Un autre argument en faveur de ce type de déversoir est la possibilité d'adapter facilement par dessus le coursier un ouvrage de franchissement. En effet, étant donnée la géométrie de la structure, le coursier reste relativement étroit, et ce même si la longueur déversant est importante, on disposera alors des poutres ou une dalle en béton armé à la partie supérieure des bajoyers. Si la crête du barrage est destinée à la circulation, un tel choix peut donc conduire à des économies notables [10].

### **Conclusion**

Le plus simple des ouvrages supérieurs d'évacuation est le déversoir à seuil fixe, mais ce type nécessite d'être prolonger par un chenal de restitution qu'il conviendra de revêtir si les terrains ont une mauvaise tenue. C'est donc le coût de ce chenal qui limite les possibilités d'emploi d'un tel type d'organe d'évacuation.

Il n'est pas toujours possible (pour des raisons topographiques, géologiques ou économiques) d'évacuer par un canal naturel ou artificiel les eaux collectées par le déversoir.

Une solution consiste alors à éliminer ces eaux par un conduit traversant le massif. La solution la plus commode consiste à utiliser comme galerie de décharge, la galerie de dérivation provisoire. Dans ce cas l'ouvrage de raccordement nécessaire entre la surface libre de cette galerie est soit un puits, soit une galerie inclinée, soit un siphon, dans les quels s'effectue la mise en charge.

Le choix du type des évacuateurs des crues reste comme même tributaire des caractéristiques individuels de chaque site (topographique, géologique, stabilité des terrains à l'aval, valeur de la crue de projet... etc). On ne peut en aucun cas élaborer des conceptions types et ce vue les critères économique et sécuritaires intrinsèques à chaque projet de barrage.

## I. Introduction

La majorité des barrages en Algérie ont une durée de vie de l'ordre d'une trentaine d'année. Il est rare cependant, que l'on puisse admettre à l'issue d'une période aussi courte, l'abondance d'un aménagement hydraulique particulièrement lorsqu'il s'agit de réservoirs destinés à l'adduction en eau potable ou l'irrigation dont les intérêts socio-économiques justifient une garantie de service illimitée. Il importe donc, non seulement de prévoir le rythme de comblement de la retenue de façon aussi précise que possible, de manière à prendre les dispositions économiques et sociales qui s'imposent mais aussi et surtout de sauvegarder au maximum l'existence de la retenue en luttant contre l'envasement de ces barrages.

La surélévation des barrages a pour but de trouver une capacité d'appoint au réservoir si le volume utile venait à diminuer sous l'effet d'un envasement non contrôlé. Si la capacité du réservoir disponible entre la cote de retenue normale et la cote crête du barrage est suffisamment importante, la surélévation du barrage peut s'avérer une solution plus économique par rapport au dévasement de la retenue.

Ce chapitre traite une synthèse de toutes les techniques utilisées pour la surélévation des barrages.

## II. Technique et méthodes de surélévation des barrages

### II.1. Surélévation du corps du barrage

Cette technique concerne les barrages rigides particulièrement (poids, poids-voûtes et ou contre fort). Elle consiste en le rehaussement du seuil déversant avec rehaussement de la cote crête du barrage par un massif additif ou mur par rapport deux cas de figures sont envisagés :

- Surélévation faible ( $< 10\% H$ ) par renforcement du couronnement,
- Surélévation importante ( $> 10\% H$ ) par le renforcement du parement amont, du parement aval et du couronnement [11].

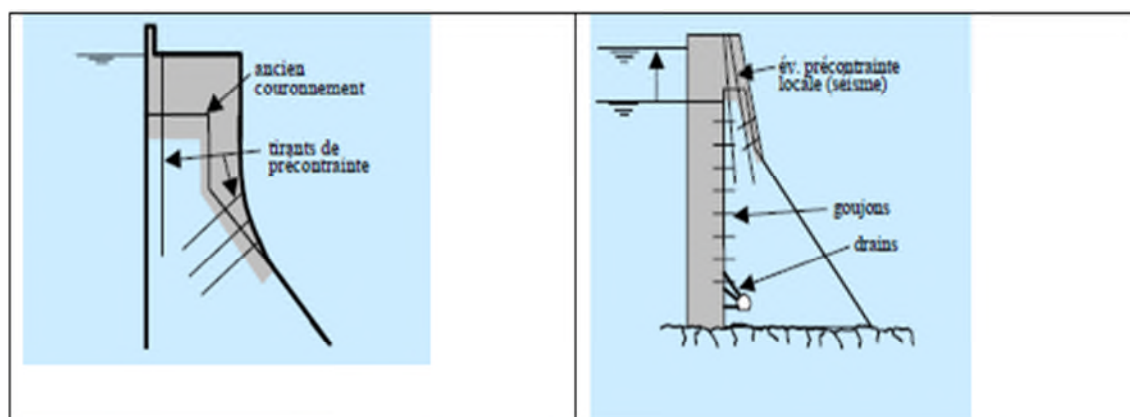


Figure II.1 : Renforcement du parement amont.

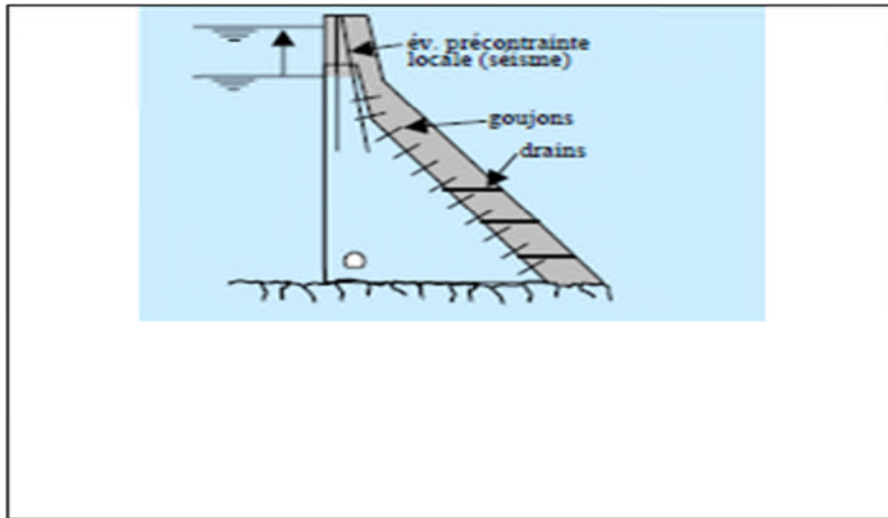


Figure II.2 : Renforcement du parement aval.

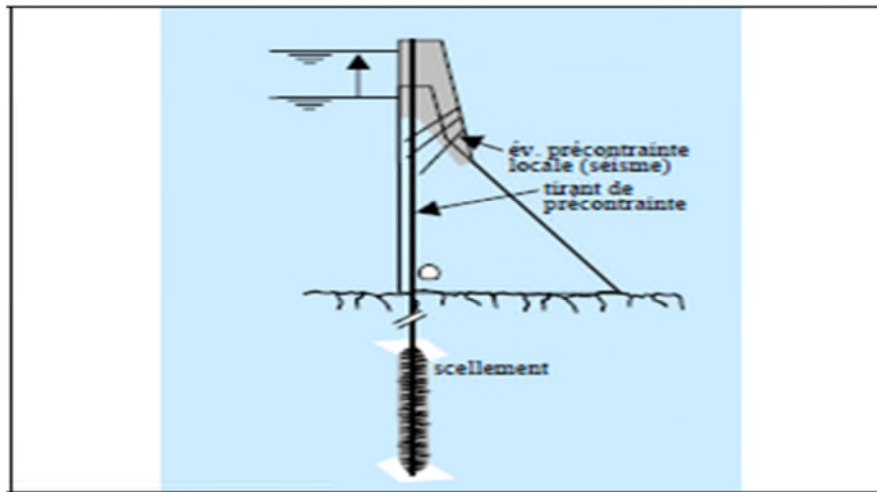


Figure II.3 : Renforcement du couronnement [11].

## II.2. Surélévation des barrages par becs de canard

Cette variante offre la possibilité de relever le niveau de la retenue normale, en garantissant l'évacuation du débit de crue par écoulement libre. Cette solution est réalisable par la construction de déversoirs ayant la forme de bec de canard ce qui permet d'augmenter, la longueur déversante tout en conservant la forme existante de l'évacuateur en aval du seuil [12].

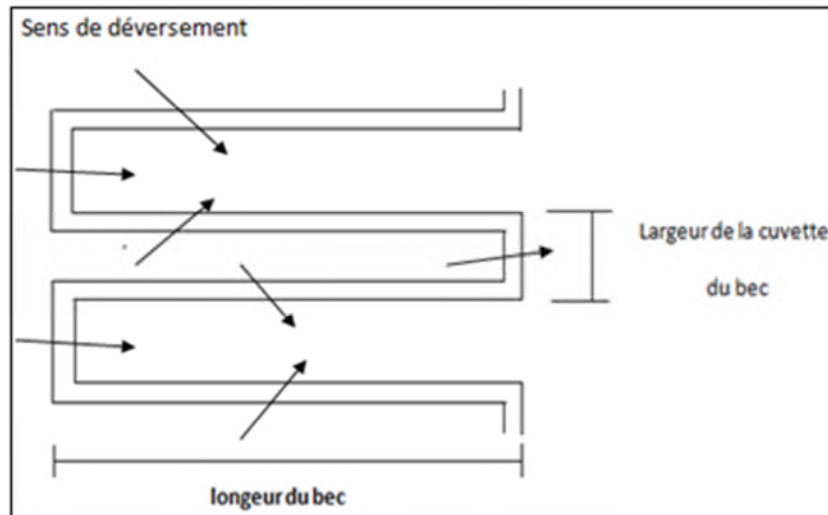


Figure II.4 : Configuration des becs de canard [12].

Le nom de cet ouvrage vient de ce qu'il évoque effectivement, dans sa forme la plus classique, un bec de canard ou un U couché : le seuil déversant présente une partie en demi-cercle prolongée par deux parties rectilignes (figure II.5). Dans le cas des petits barrages de culture de décrue, pour simplifier la conception et surtout la réalisation, la partie curviligne peut être remplacée par une partie rectiligne.

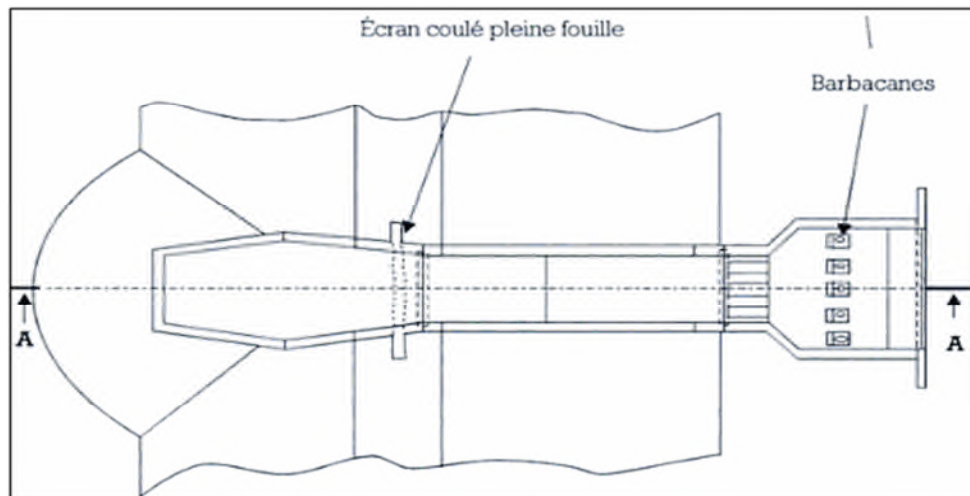


Figure II.5 : Schéma en coupe et vue de dessus d'un déversoir de type « bec de canard » [12].

En terme de profil, la figure II.6 illustre les paramètres de surélévation sur le plan altimétrique ancien [12].



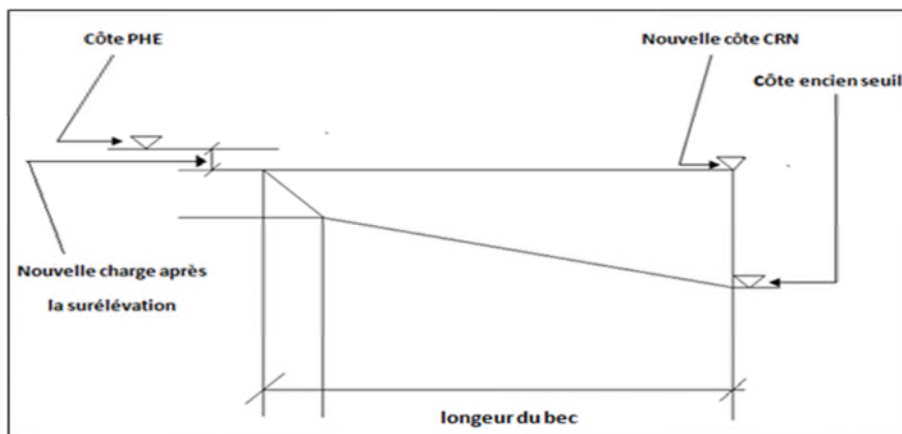


Figure II.6 : Profil longitudinal de la surélévation par becs de canard.

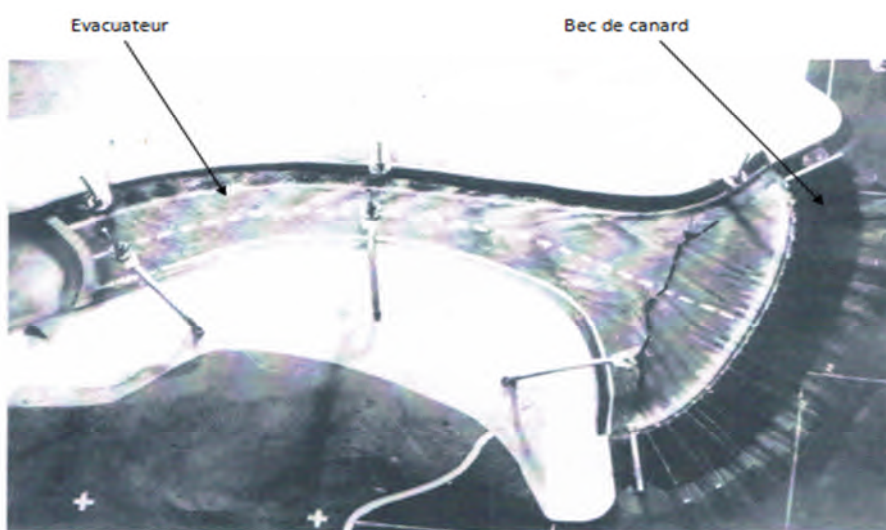


Photo II.1 : Essais sur modèle réduit pour surélévation du barrage GHRIB par bec de canard [12].

### II.3. surélévation par les évacuateurs de crue non rectiligne

L'évacuateur de crue non rectiligne se caractérise par un axe brisé en plan, sous forme d'éléments de formes trapézoïdale, rectangulaire ou triangulaire, répétés périodiquement.

Cette disposition augmente vivement la longueur de la crête et par conséquent la capacité d'évacuation qui est plus importante que celle d'un évacuateur de crue rectiligne. Cependant, la discontinuité de l'alignement de la crête conduit à un écoulement complexe au fur et à mesure que la charge sur le seuil du déversoir augmente. Par conséquent, il est conseillé de concevoir ce type d'ouvrage pour des charges moyennes [13].

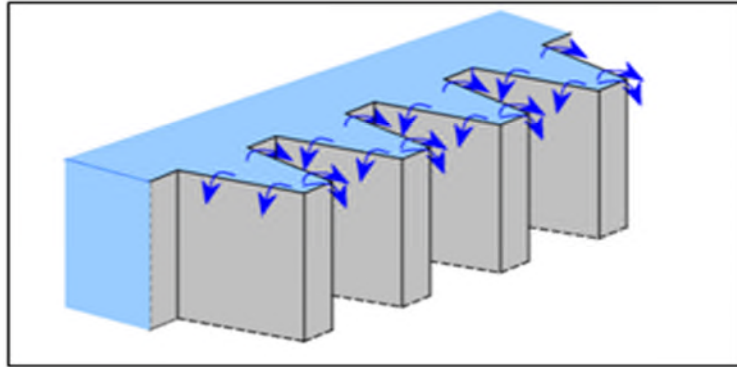


Figure II.7 : Géométrie et configuration de l'écoulement sur un déversoir en labyrinthe [13].

### II.3.1. Différentes formes des déversoirs en labyrinthe

La géométrie des déversoirs en labyrinthe peut prendre plusieurs formes en plan, les formes les plus répandues sont les formes rectangulaire, trapézoïdale, curviligne, triangulaire ou trapézoïdale arrondie.

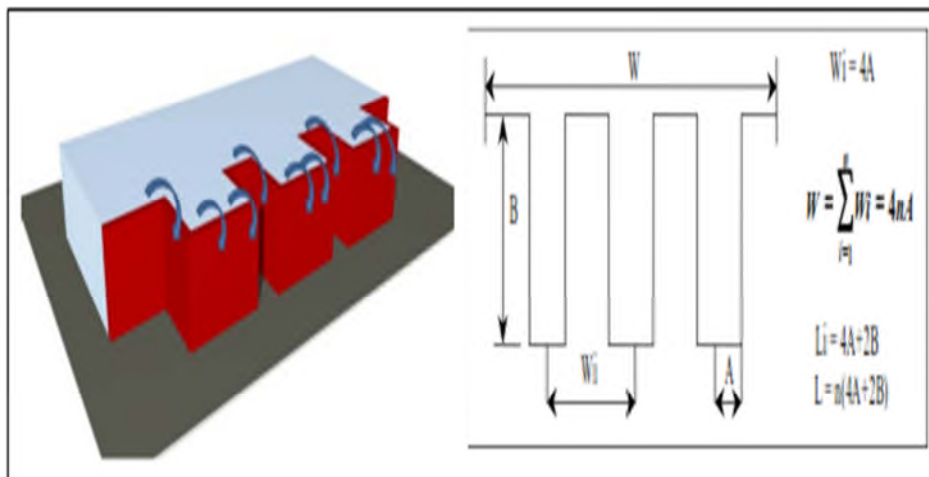


Figure II.8 : Déversoirs en labyrinthe à éléments rectangulaires en plan.

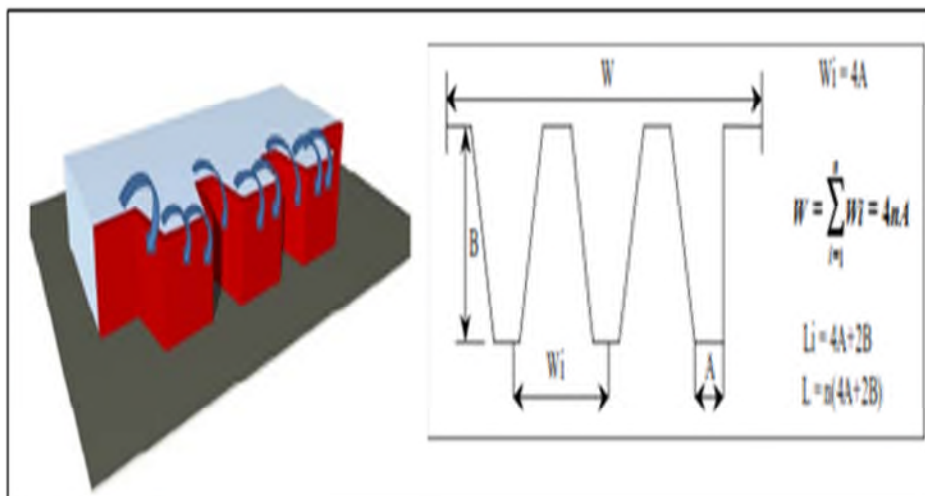


Figure II.9 : Déversoir en labyrinthe à éléments trapézoïdaux en plan.

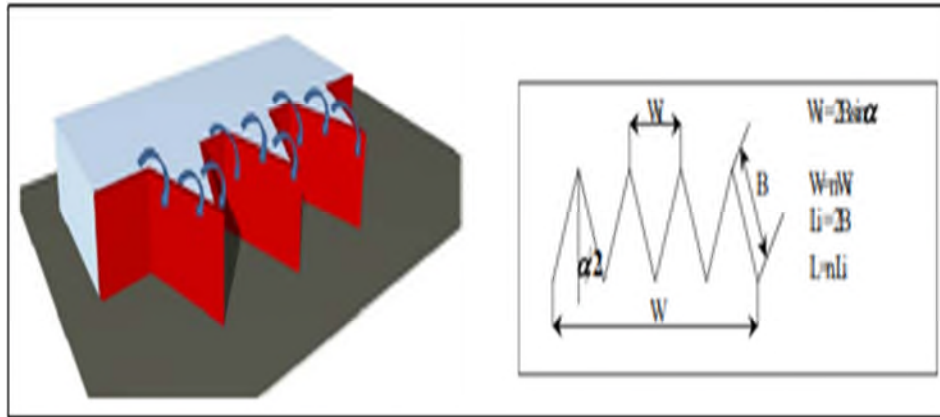


Figure II.10 : Déversoir en labyrinthe à éléments triangulaires en plan.

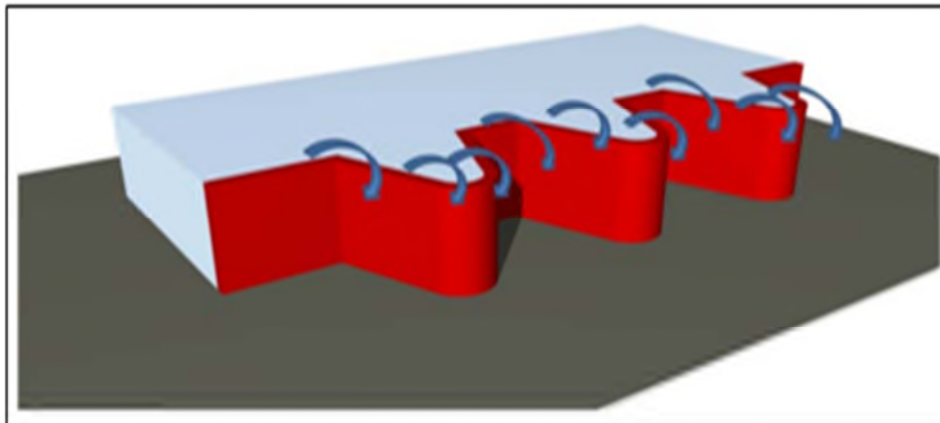


Figure II.11 : Déversoir en labyrinthe à éléments trapézoïdaux arrondies en plan [13].

### II.3.2. Description de l'écoulement sur le déversoir en labyrinthe

L'écoulement sur le déversoir en labyrinthe est bien différent de celui d'un déversoir rectiligne, il se caractérise par quatre phases d'écoulement distinctes,

#### II.3.2.1. Ecoulement complètement aéré

Lorsque le déversoir en labyrinthe fonctionne à des faibles charges, la lame déversante tombe librement sur toute la longueur du déversoir, dans cette phase la valeur du coefficient de débit est maximal en comparaison avec un déversoir rectiligne de même largeur. Dans cette phase l'écoulement est considéré comme complètement aéré.

#### II.3.2.2. Ecoulement partiellement aéré

L'accroissement de la charge amont sur le déversoir provoque une surélévation du plan d'eau sur le seuil, ceci force les nappes déversantes opposées à converger. Par conséquent, l'aération devient perturbée avec l'apparition d'une dépression sous la nappe déversante frontale et des poches d'air sous la lame déversante le long de chaque paroi latérale. Ceci marque le début de l'écoulement partiellement aéré.

### II.3.2.3. Ecoulement de transition

En augmentant encore la charge sur le déversoir, la nappe devient déprimée dans plusieurs endroits, les poches d'air se fractionnent en petites poches, ce qui provoque une instabilité de la nappe. Ceci marque le début de la phase de transition.

### II.3.2.4. Ecoulement déprimé

Lorsque la charge d'eau sur le seuil devient plus grande que la hauteur du déversoir, l'écoulement forme une seule nappe non aérée. Il est dans une phase à écoulement déprimé, ceci fait croire que la submersion complète se produit si la charge au-dessus de la crête est plus grande que la hauteur du déversoir [13].

## II.4. Surélévation par les vannes levantes

Les vannes levantes sont des bouchures mobiles pouvant être manœuvrées par un mouvement de translation verticale en s'appuyant sur les piles latérales par l'intermédiaire de galets de roulement. Elles peuvent être à une seule vanne, doublées, plusieurs vannes ou avec volet déversoir (figure II.12).

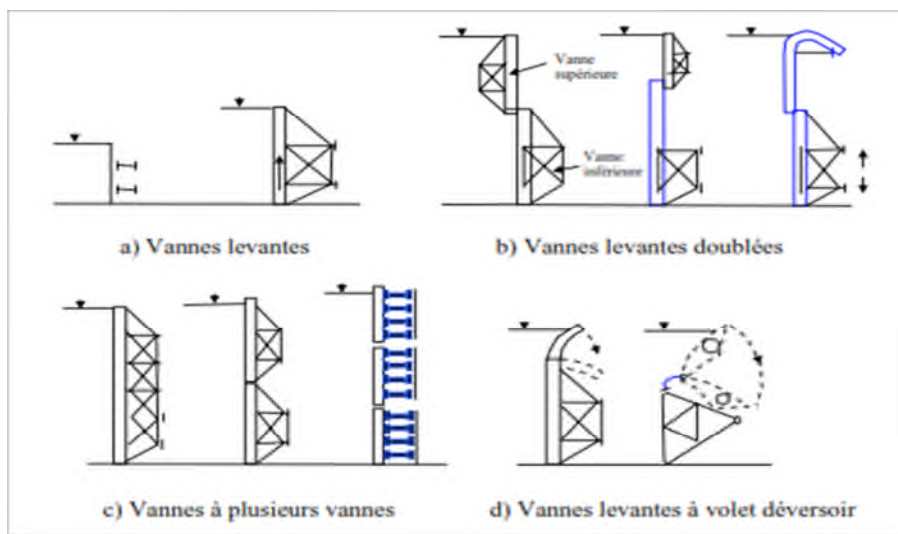


Figure II.12 : Différents types de vannes levantes [14].

Les éléments simples ne permettent de réaliser qu'un réglage à écoulement par dessous, c'est à dire par la lame d'eau inférieure qui s'écoule sous la vanne (Figure II.12 a). Un réglage par dessus ou par déversement peut être réalisé de l'une des deux façons suivantes :

- 1) La bouchure comporte deux vannes superposées (Figure II.12 b). La vanne supérieure peut être déplacée verticalement vers le bas au fur et à mesure que le débit d'entrée à la retenue augmente, de façon à accroître la hauteur de la lame déversante. Cette vanne supérieure est quelque fois remplacée par un clapet mobile autour d'un axe horizontal fixé à la partie supérieure de la vanne inférieure (Figure II.12 d).

- 2) La bouchure comporte deux ou trois éléments superposés qui sont successivement déplacés vers le haut (au moyen d'un portique de manœuvre) lorsque le débit à évacuer augmente. La progressivité du réglage est obtenue en répartissant convenablement les ouvertures sur un certain nombre de pertuis (Figure II.12 c) [14].



Photo II.2 : Vanne levante avec hausse (barrage de Kain) [14].

## II.5. surélévation par les Vannes segments

Une vanne segment est constituée par un bordé le plus souvent en acier AB en forme de segment de cylindre de révolution à axe de révolution horizontal passant par O, ce bordé est supporté par une charpente métallique qui peut tourner autour de l'axe du cylindre constituant le bordé (Figure II.13).

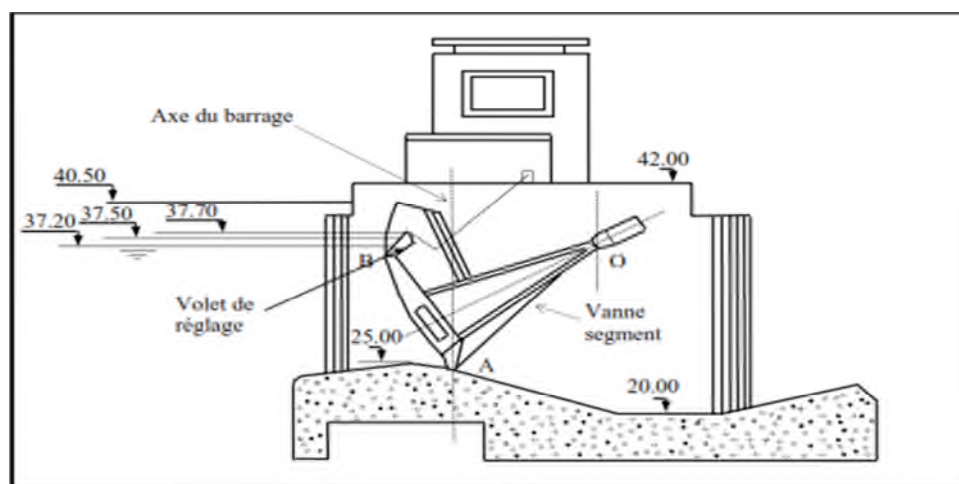


Figure II.13 : Vanne segment avec clapet déversoir (barrage Laroussia) [15].

La forme du bordé est telle que la poussée de l'eau ne produit pas de couple résistant (puisque les lignes d'action des pressions coupent l'axe de rotation). De ce fait, les treuils de manœuvre ont seulement à vaincre le couple résistant produit par le poids et les frottements.

Un réglage d'eau amont par déversement, est souvent associé à ces vannes soit : par une deuxième vanne segment superposée à la première, soit par un volet déversoir (clapet fixé à la partie supérieure du segment) [15].

## II.6. Surélévation par les vannes à Clapets

Un clapet est une vanne constitué par un panneau plat OA (Figure II.14.a) tournant autour d'un axe horizontal O scellé sur le radier. En étiage, la vanne est maintenue relevée, en hautes eaux, elle est inclinée et fonctionne par déversement, en temps de crue, elle s'efface dans un logement ménagé dans la maçonnerie du seuil. En comparaison avec les hausses, un clapet est formé d'un seul panneau permettant un réglage progressif du niveau d'eau. Les différents types de vannes à clapets sont représentés sur la Figure II.14.

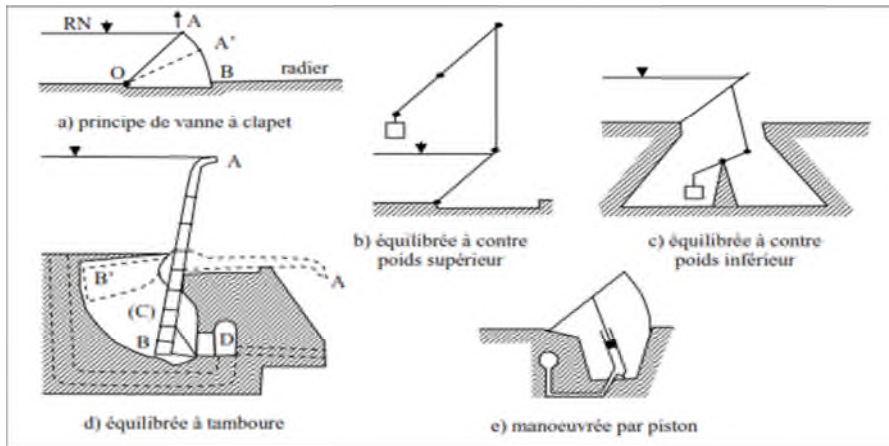


Figure II.14 : Vanne à clapets [14].

Les vannes à clapets équilibrés à tambour (Figure II.14 d) sont des clapets OA prolongés par une contre hausse OB plongeant dans une cavité cylindrique étanche (C) appelée tambour, aménagée dans le radier. Un contre poids alourdit parfois la contre hausse (cas de la figure). La contre hausse divise le tambour en deux régions : une région amont BOB' et une région aval OBD. Il suffit de mettre la première en communication avec le bief amont et la seconde avec le bief aval de la retenue pour obtenir le redressement de la vanne. En inversant, la vanne s'efface [14].

## II.7. Surélévation par évacuateur à hausses fusibles

Le déversoir en hausse fusible à été inventé en 1989 par François Lempérière. Ce système est l'équivalent d'un tampon fusible, semblable à des hausses multiples placées sur la crête de déversoir. Elles ont la forme d'un déversoir en labyrinthe dans lequel chaque hausse représente un cycle du labyrinthe.

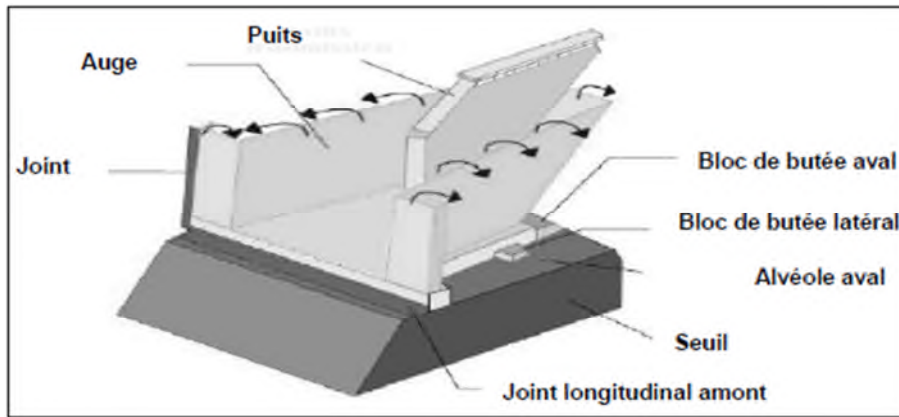


Figure II.15 : Schéma d'une hausse fusible [16].

Ce dispositif est composé par des éléments sous forme de vannes, chacune d'elles se compose de trois parties fondamentales, un godet fabriqué en acier ou en béton armé, une base et un puits d'admission qui est connecté à une chambre dans la base. (Figure II.15).

L'accumulation d'eau de suintement dans la chambre de fond est évitée en prévoyant deux drains pour chaque chambre. L'étanchéité entre les hausses fusibles adjacentes est assurée par un joint plat en caoutchouc comme indiqué dans la figure II.15. Les joints sont seulement attachés à une des deux hausses adjacentes.

Les hausses fusibles peuvent augmenter la capacité du déversoir et le stockage dans la retenue. Pour une installation sur un déversoir existant, une partie de la crête de type Creager est enlevée pour fournir une surface plane. L'augmentation de capacité de stockage exige que la crête des hausses fusibles soit placée au-dessus du niveau initial de la crête Creager [16].

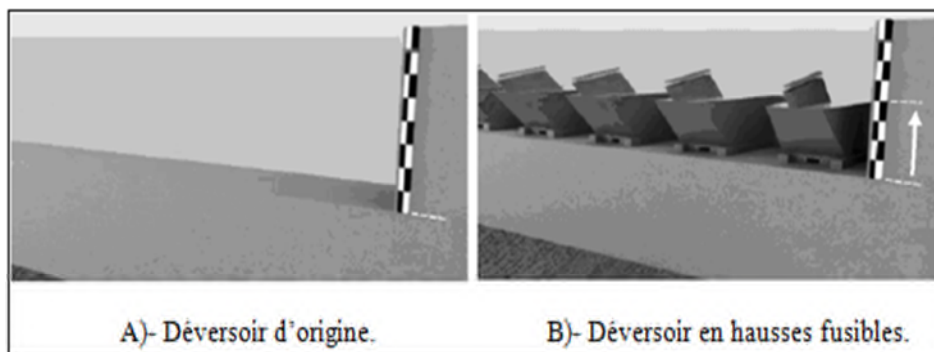


Figure II.16 : Disposition des hausses fusibles [16].

Si le but de l'installation est seulement pour augmenter la capacité de déversoir, la crête des hausses fusibles doit être placée près du niveau initial de la crête Creager.

Les crues des dimensionnements des évacuateurs des crues sont parfois réévaluées après la construction du barrage. Les hausses fusibles offrent alors une solution économique, fiable et

particulièrement adaptée pour la mise à niveau de la capacité de déversement des seuils pour une modification des crues de dimensionnement [16].

### II.7.1. Principe de fonctionnement des hausses fusibles

Le principe des hausses fusibles consiste à obstruer le seuil sur une hauteur de l'ordre de un à trois mètres par des éléments auto stables jusqu'à une certaine cote du plan d'eau amont et qui s'effacent automatiquement en cas de forte crue.

Selon le niveau d'eau dans la retenue, les éléments de rehausse fonctionnent comme un barrage, un déversoir, ou un fusible.

Lorsque le niveau de l'eau est inférieur ou égal au niveau du seuil des hausses, celles-ci fonctionnent comme un barrage. Chaque élément est largement auto stable et résiste à la poussée hydrostatique grâce à son poids propre, au poids de l'eau contenue dans l'alvéole amont et à la butée en pied aval de la hausse.

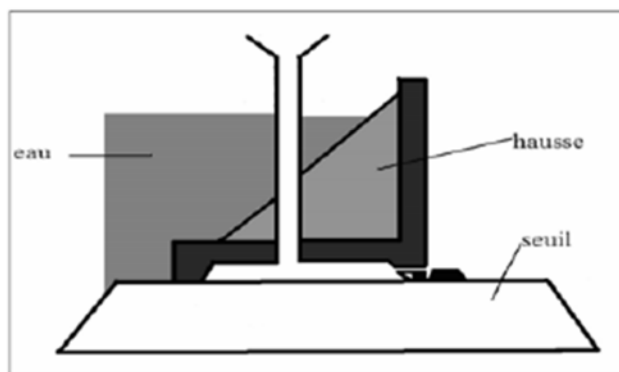


Figure II.17 : Hausse fusible fonctionnant comme un barrage.

Lorsque le niveau de l'eau s'élève au-dessus de la cote du seuil des hausses, celles-ci fonctionnent comme un déversoir à surface libre, jusqu'à une certaine épaisseur de lame d'eau. La forme dite en labyrinthe de la partie supérieure des hausses permet d'allonger la longueur du seuil déversant qui peut être de l'ordre de quatre fois la longueur du seuil d'origine. Pendant cette phase de fonctionnement, chaque élément reste largement auto stable comme dans la phase précédente.

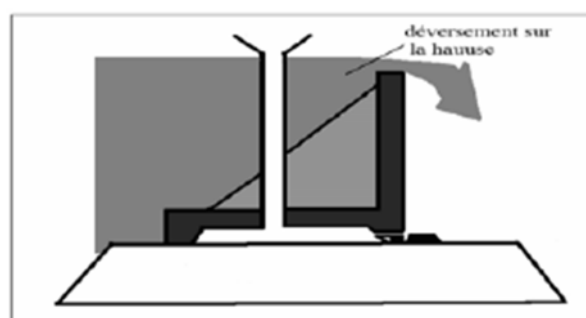


Figure II.18 : Hausse fusible fonctionnant comme un déversoir.



Lorsque le seuil est équipé de plusieurs hausses, les côtes d'entrée des puits sont décalées de quelques centimètres de façon à ce que les éléments puissent si nécessaire basculer les uns après les autres au fur et à mesure de la montée du plan d'eau. En cas de crue moyenne, un seul élément bascule, les autres restent en place.

Lorsqu'un ou plusieurs éléments ont basculé, le niveau de la retenue s'établit à la fin de la crue au niveau du seuil initial dérasé. Il faut alors remplacer les éléments effacés afin de retrouver la pleine capacité de la retenue [16].

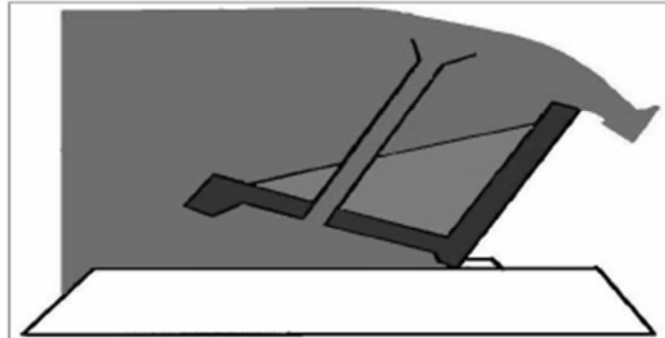


Figure II.19 : Basculement de la hausse [16].

### II.7.2. Caractéristiques de débit des hausses fusibles

Les caractéristiques de débit qui transite par les hausses fusibles ont fait l'objet des études hydrauliques au laboratoire.

Les caractéristiques de débit ont été exprimées employant le coefficient de débit  $C_d$  pour les déversoirs :

$$Q = \frac{2}{3} C_d L_c \sqrt{2gh^{3/2}} \dots \dots \dots \text{(II.1)}$$

Où  $Q$  = débit,  $g$  = accélération de l'apesanteur,  $L_c$  = longueur de la crête de la hausse fusible, et  $h$  = différence entre le niveau d'eau dans le réservoir et le niveau de la crête.

Le coefficient de débit est une fonction de la longueur de la crête de la hausse et la hauteur d'eau amont  $h$  rapportée à la profondeur totale de l'écoulement sur le seuil [17].

$$C_d = C_1 \left( \frac{h}{H} C_2 \right)^{C_3} \dots \dots \dots \text{(II.2)}$$

Où  $H$  = la hauteur de la hausse et  $C_1$ ,  $C_2$  et  $C_3$  sont des constantes pour les valeurs de  $h/H$  supérieures à 0.1. Le coefficient  $C_2$  est un facteur de la tension superficielle qui devient négligeable quand la profondeur d'étai sur la hausse augmente. Théoriquement, pour un débit nul la valeur du coefficient de débit doit être 0.6 [17].

Une extrapolation linéaire des données empiriques s'approche de cette limite pour les valeurs de  $h/H$  moins de 0.1.

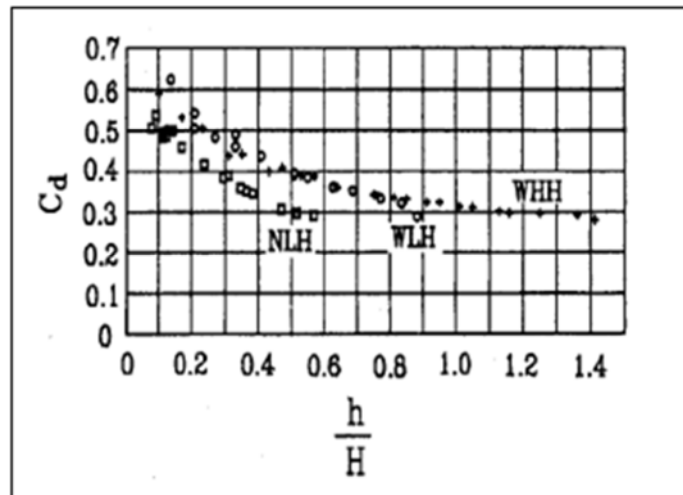


Figure II.20 : Courbe des coefficients de débit obtenu expérimentalement [17].

### II.7.3. Blocs fusibles

Les blocs fusibles sont des éléments massifs en béton simplement posés les uns à côté des autres sur le seuil d'un déversoir, ils sont auto stables jusqu'à ce que le niveau d'eau à l'amont atteigne un certain niveau pour lequel ils basculent.

Les blocs posés sur un même seuil ont la même hauteur mais peuvent avoir des épaisseurs et donc des poids différents de sorte qu'ils basculent pour des hauteurs d'eau différentes. Ce niveau peut être prévu avec précision si la valeur de la sous-pression qui s'exerce sous le bloc est bien connue. Une façon simple de résoudre ce problème est de s'assurer que la sous-pression est soit totale, soit inexistante. Ceci peut se faire par la création, sous chaque bloc d'un vide qui soit fermé par un joint d'étanchéité à l'aval et communicant avec l'amont (sous-pression totale), ou soit fermé par un joint d'étanchéité à l'amont et communicant avec l'aval (sous-pression inexistante) [17].

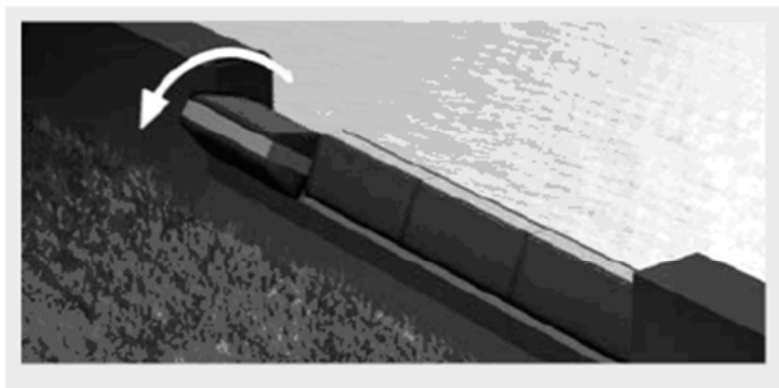


Figure II.21 : Vue en perspective d'un déversoir Blocs fusibles [17].

Les blocs peuvent être prévus pour basculer avant d'être submergés. Ils sont alors relativement hauts par rapport à leur longueur (hauteur  $H$  jusqu'à deux fois la longueur  $L$ ) et

la solution sans sous-pression permet de garder une épaisseur  $E$  réduite. Ils forment une crête fusible qui peut atteindre une hauteur importante et jouer le rôle d'un déversoir de sécurité.

Les blocs peuvent au contraire être prévus pour être submergés par une nappe d'eau  $h$  importante (jusqu'à deux fois la hauteur  $H$  du bloc) avant de basculer. Ils sont alors relativement longs et épais par rapport à leur hauteur ( $L/H$  jusqu'à 10,  $E/H$  jusqu'à 3) et peuvent présenter un profilage à l'amont pour faciliter l'écoulement.

La solution (sous-pression totale), bien que consommant plus de béton, paraît plus intéressante dans ce cas car elle donne une meilleure précision quant au niveau d'eau assurant le basculement (les courbes représentatives du moment stabilisateur et du moment de renversement se coupent avec un angle maximum). En outre, cette solution n'exige pas une grande précision pour la position exacte du joint d'étanchéité, celui-ci étant situé à l'aval, c'est-à-dire proche de l'axe de rotation du bloc quand il bascule. Il convient simplement de veiller à une aération suffisante de la nappe, ce qui est facile à réaliser.

Ces blocs sont particulièrement intéressants pour l'amélioration des seuils libres (augmentation du débit par abaissement du seuil ou augmentation du stockage par relèvement du plan d'eau ou combinaison des deux) et semblent très bien adaptés aux nombreux barrages [17].

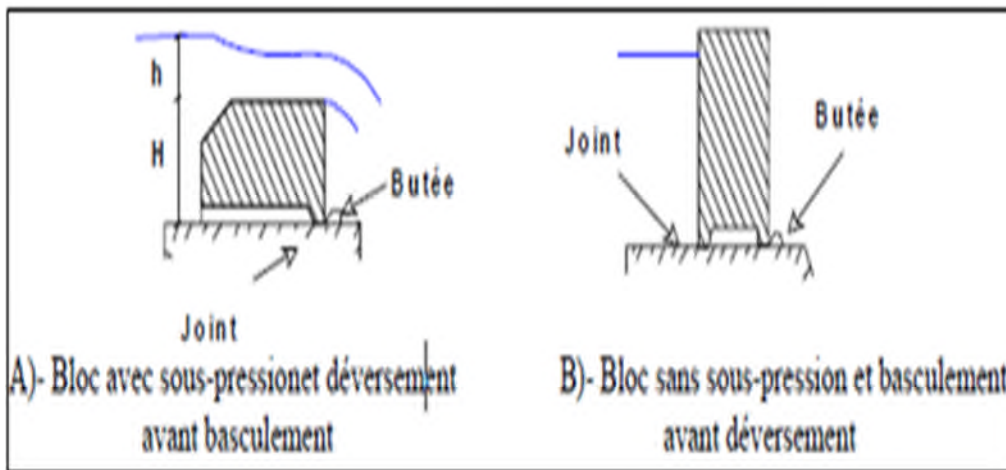


Figure II.22 : Types de blocs fusibles [17].

## II.8. Surélévation par l'évacuateur en touches de piano PK-Weir

Les formes traditionnelles des déversoirs exigent des grandes profondeurs de la nappe déversante, ainsi d'énormes pertes de stockage des déversoirs à écoulement libre (100 milliards de  $m^3$  dans le monde entier). Une nouvelle forme de déversoir à écoulement libre baptisée PK-Weir.

Cette nouvelle forme de permet de multiplier le débit spécifique par 4 ou plus et peut être employé pour des débits spécifiques de 5 à 100 m<sup>3</sup>/s/m [18].

### II.8.1. Conception de PK-Weir

Le PK-Weir définit une structure qui :

- Peut être placé sur des sections des barrages existants ou nouveaux,
- Peut permettre des débits spécifiques jusqu'à 100 m<sup>3</sup>,
- Peut être structurellement simple et facile à construire.

### II.8.2. Configuration géométrique du PK-Weir

Sur la base des essais préliminaires sur des modèles réduits physiques la forme géométrique du PK-Weir a été définie par :

- Une disposition rectangulaire des alvéoles quelque peu semblable aux formes de touches de Piano, ce qui explique le nom de déversoir en touches de Piano (PK-Weir),
- Un radier incliné des alvéoles amont et aval, ce qui favorise l'utilisation des porte-à-faux,
- Une longueur réduite de la base grâce à l'utilisation des porte-à-faux,
- Une largeur réduite des éléments grâce à la forme rectangulaire,
- Une surface réduite des murs latéraux, (figure II.23).

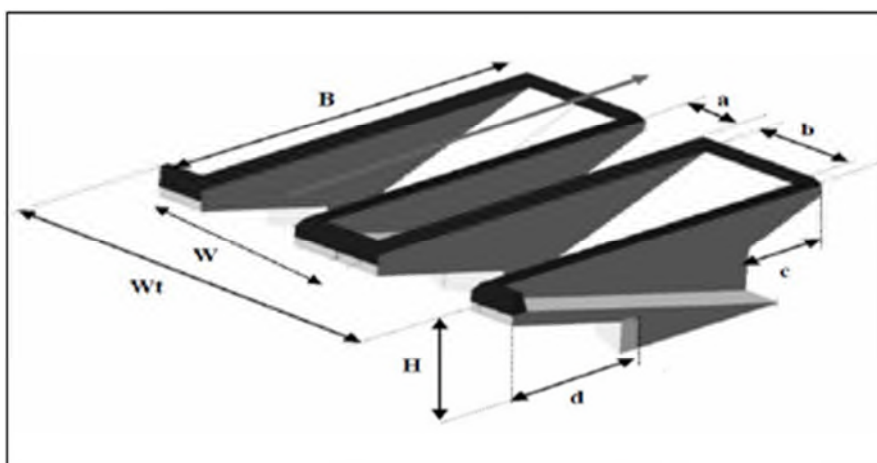


Figure II.23 : Schéma d'un élément du déversoir en touches de Piano (PK-Weir) [18].

- H : Hauteur maximale du PK-Weir,
- B : Longueur d'une paroi latérale,
- a : Largeur de l'alvéole amont,
- b : Largeur de l'alvéole aval,
- c : Longueur du porte-à-faux amont,
- d : Longueur du porte-à-faux aval,
- W : Largeur d'un cycle du déversoir,
- W<sub>t</sub> : Largeur total du déversoir.

La forme de déversoir en plan peut changer, cependant, la forme la plus avantageuse correspond à la forme symétrique rectangulaire en plan comme montrée dans la figure (II.23)

La configuration d'une telle forme en plan est totalement définie par la hauteur maximale  $H$  des parois latérales, la largeur des alvéoles amont et aval, la longueur des porte-à-faux, l'accroissement de longueur  $L/W$ , le nombre de cycles, formant le déversoir et le rapport d'aspect vertical  $W/P$ .

Deux types de PK-Weir ont été définis, le type A avec deux porte-à-faux en amont et en aval et le type B avec uniquement des porte-à-faux en amont, ce dernier permet des gains importants de rendement supérieurs à 10% par rapport au type A, les efforts structurelles sont moins importants pour les grands débits spécifiques [18].

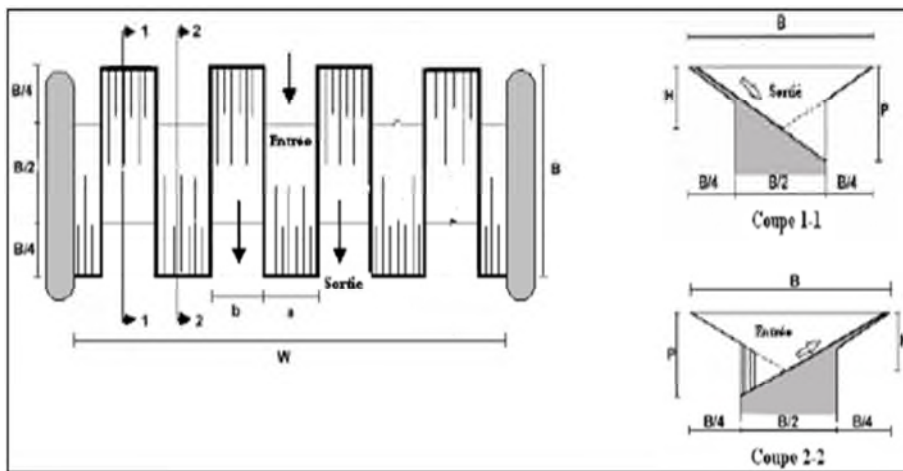


Figure II.24 : PK-Weir de type A [18].

Le PK-Weir de type B se caractérise par des porte-à-faux uniquement en amont, des gains importants en rendement d'environ 10 % par rapport au type A sont enregistrés [19].

Les efforts structurels sont moins importants pour les grands débits spécifiques. Cela pourrait ainsi être le choix le plus attirant pour plusieurs barrages futurs.

Cependant, le modèle de type B ne favorise pas l'utilisation des éléments préfabriqués qui peuvent être financièrement avantageux pour des débits spécifiques inférieurs à  $20 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ . Le modèle B est probablement plus intéressant pour les grands débits spécifiques [20].

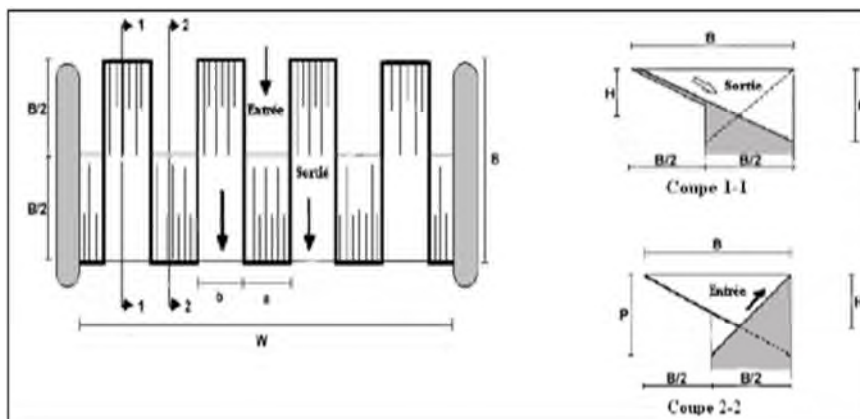


Figure II.25 : PK-Weir de type B [20].

Quant au modèle A, il est possible de modifier la largeur d'élément, les gains appropriés et les dépenses. L'augmentation de la longueur ou la hauteur de 10 % pour la même largeur d'éléments augmente les gains et le coût d'environ 5 %. L'octroi d'une meilleure forme hydraulique à la partie verticale l'entrée, comme pour les piliers d'un déversoir vanné, augmente des gains de débit d'environ 10 % pour un faible coût supplémentaire.

La forme triangulaire du mur réduit considérablement les tensions en comparaison avec un mur rectangulaire, l'épaisseur de la partie supérieure du mur peut être faible (10 à 20 cm).

L'épaisseur moyenne de la structure de béton armé peut être 15 à 25 cm pour des débits spécifiques inférieurs à 20 m<sup>3</sup>/s/m et dans la gamme de 50 cm pour les débits spécifiques de 50 m<sup>3</sup>/s/m.

Le PK-Weir comme présenté ci-dessus avec une hauteur maximale de mur H exige par mètre de déversoir une surface totale de béton armé de 4.2 H. Comme le gain de profondeur de la nappe est de 0.4 à 0.5 H, le volume nécessaire de béton armé pour le gain d'un mètre de profondeur par un mètre linéaire de déversoir existant est d'environ dix fois l'épaisseur moyenne de mur c'est-à-dire varie de 1.5 m<sup>3</sup> pour H = 2 m jusqu'à 5 m<sup>3</sup> pour H = 8 m [20].

### II.8.3. Effet de l'emplacement du déversoir

L'emplacement du déversoir sur socle peut engendrer une perte de performance. Dans le cas sans socle les filets d'écoulement de fond dirigent directement vers les alvéoles amont [21].



Photo II.3 : Modèle A1m sans socle.

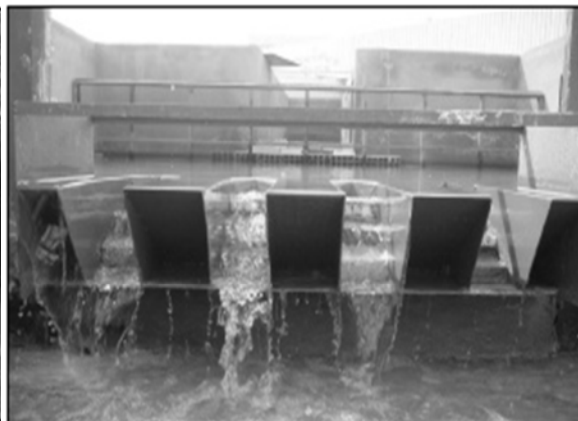


Photo II.4 : Modèle A1m sur socle.

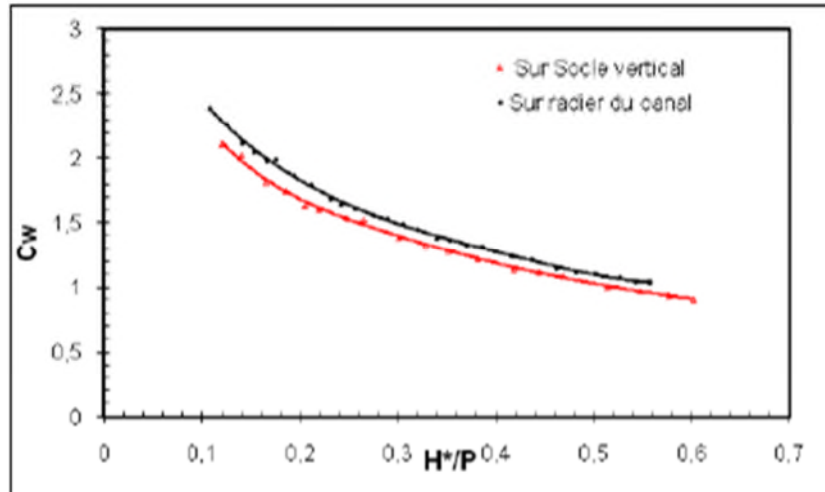


Figure II.26 : Coefficient de débit en fonction de la position du déversoir (PK-Weir A1m) [21].

### III. Paramètres sommaires de conception

#### III.1. Evacuateurs en surface

##### III.1.1 En fonction configuration

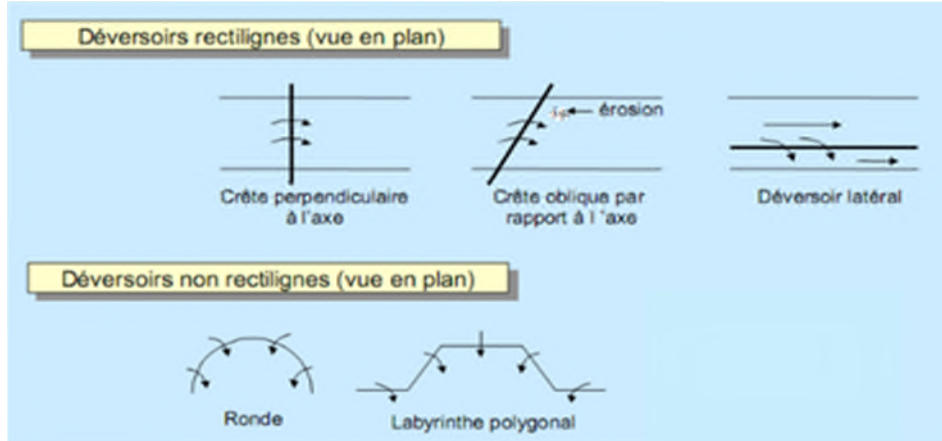


Figure II.27 : Configuration des déversoirs [4].

##### III.1.2. En fonction du profil (géométrie)

- Déversoir à seuil mince.

$$\delta \leq (0.1 - 0.5) H \dots \dots \dots \text{(II.3)}$$

- Déversoir à seuil épais [4]:

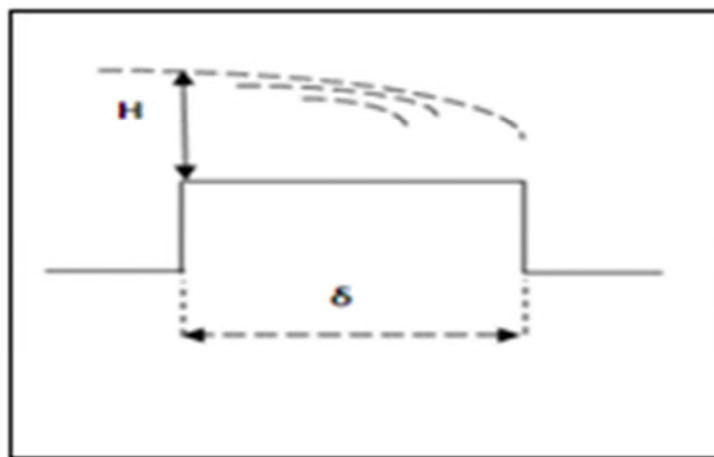


Figure II.28 : Déversoir à seuil mince.

$$2.H \leq \delta \leq 8.H \dots \dots \dots \text{(II.4)}$$

$$Q = m \cdot B \cdot \sigma_n \cdot \epsilon \cdot \sqrt{2g} H^{3/2} \dots \dots \dots \text{(II.5)}$$

$$m = 0.402 + 0.054 \frac{H}{P} \dots \dots \dots \text{(II.6)}$$



**III.1.3. Profil Creager**

$$H_0 = H + (V^2/2g) \dots\dots\dots (II.7)$$

$$Y = 0.47 \frac{X^{1.8}}{H_0^{0.8}} \dots\dots\dots (II.8)$$

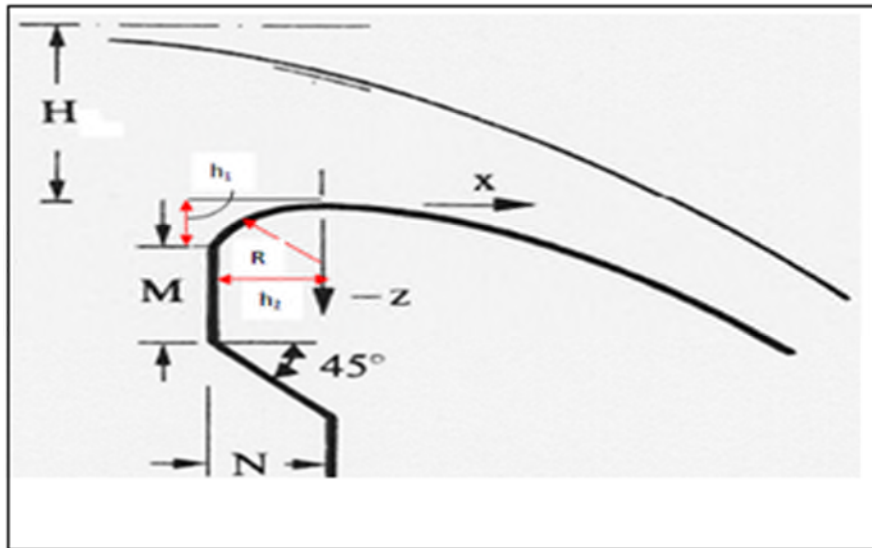


Figure II.29 : Profil pratique Creager [22].

Avec :

$$R = 0.4 H \dots\dots\dots (II.9)$$

$$h_1 = 0.12 H \dots\dots\dots (II.10)$$

$$h_2 = 0.3 H \dots\dots\dots (II.11)$$

Il est recommandé  $M/N > 0.5$   $M/H \geq 0.6$

**III.1.4. En fonction contraction latérale**

$$Q = m \cdot B \cdot \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{2g} H^{3/2} \dots\dots\dots (II.12)$$

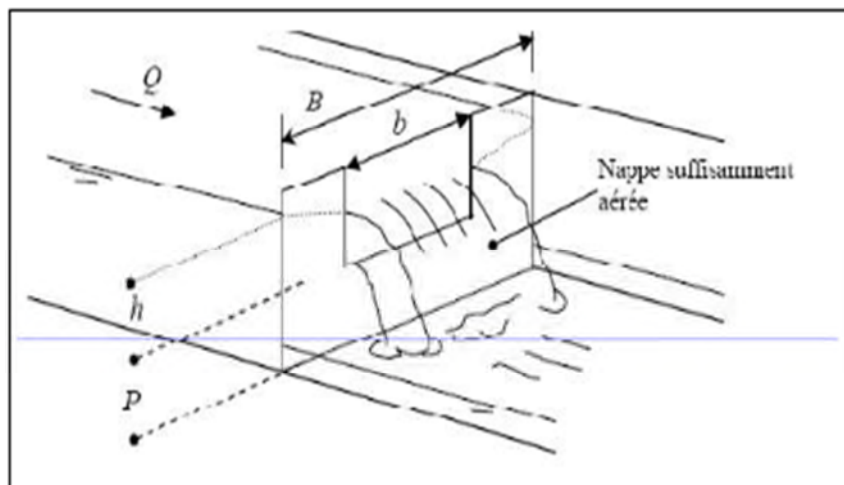


Figure II.30 : Influence de la contraction latérale [23].

Avec contraction latérale

$$\varepsilon = b/B \dots \dots \dots \text{(II.13)}$$

Sans contraction latérale [23]

$$\varepsilon = b/B = 1 \dots \dots \dots \text{(II.14)}$$

$\varepsilon$  : Coefficient de contraction latérale.

$P_1$ : pelle du déversoir.

$$\varepsilon_c = 1 - \frac{\alpha}{\sqrt[3]{0.2 + \frac{p_1}{H}}} \cdot \sqrt[4]{\frac{b}{B}} \left(1 - \frac{b}{B}\right) \dots \dots \dots \text{(II.15)}$$

**III.1.5. En fonction noyage**

$$Q = m \cdot B \cdot \sigma_n \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{2g} H^{3/2} \dots \dots \dots \text{(II.16)}$$

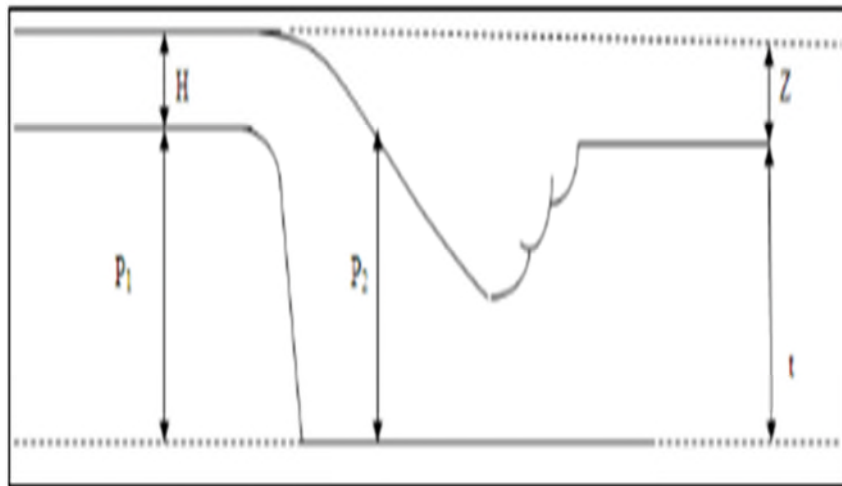


Figure II.31 : Influence du noyage [23].

- Déversoir noyé  $t > p_2$ .
- Déversoir dénoyé  $t > p_2$ .

$h_n$  : profondeur de noyage  $h_n = t - p_2$ .

$$\sigma_n = 1.05 \cdot \left(1 + 0.2 \cdot \frac{h_n}{p_2}\right) \cdot \left(\frac{Z}{H}\right)^{1/2} \dots \dots \dots \text{(II.17)}$$

**III.1.6. Vitesse au pied aval du déversoir**

$$V_1^2 = 2 g (Z + H_a - h_1) \dots \dots \dots \text{(II.18)}$$

Par référence à l'abaque USBR, la vitesse peut être estimée par [24]:

$$V_1^2 = 2 g \left(Z - \frac{H}{2}\right) \dots \dots \dots \text{(II.19)}$$

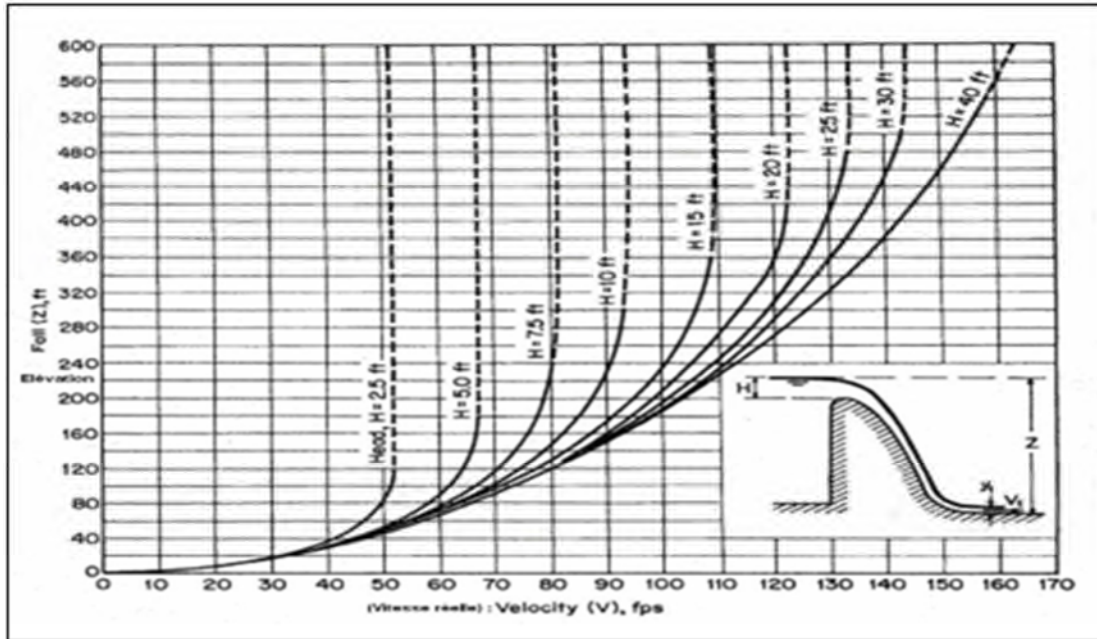


Figure II.32 : Variation des vitesses réelles au pied aval d'un déversoir à forte pente aval en fonction de la cote de la retenue et de la charge sur le déversoir [24].

### III.1.7. Hauteur d'eau au pied du déversoir

Nous désignons par  $h_f$  la perte de charge par frottement qui se produit le long du parement aval du barrage déversoir et par  $Z$  la différence des côtes des niveaux de la retenue et du radier aval du déversoir. La perte de charge  $h_f$  peut être négligée [24].

$$Z = s + H \dots \dots \dots (II.20)$$

$$h_1 = (V_1^2 / 2g) + h_f = S + H + H_a \dots \dots \dots (II.21)$$

Avec :  $h_f = 0$  et  $H_a = 0$  (négligées)

$$h_1 + (V_1^2 / 2g) = S + H \dots \dots \dots (II.22)$$

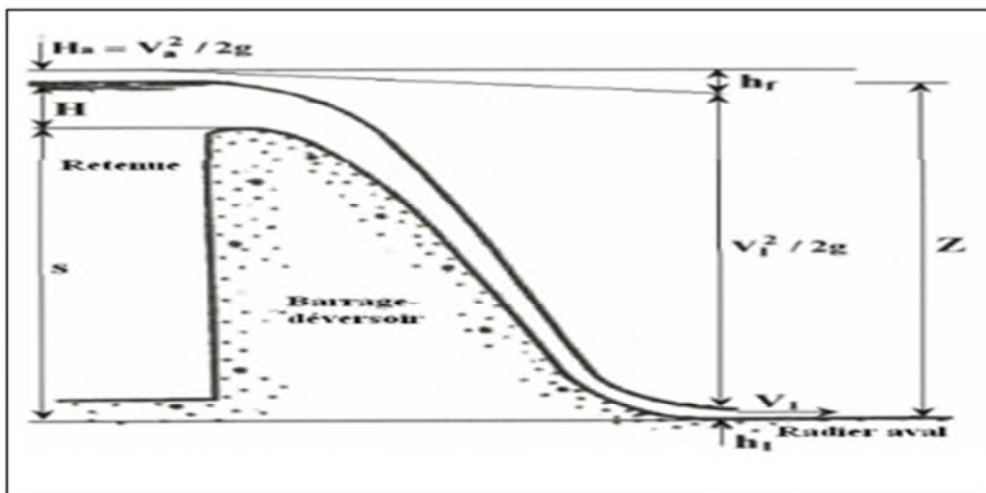


Figure II.33 : Paramètre hydraulique agissant sur un déversoir.

$$h_1 + (q^2/2.g.h_1^2) = S + H \dots\dots\dots \text{(II.23)}$$

On consider

$$H = (2/3) h_c \dots\dots\dots \text{(II.24)}$$

$$h_c = (q^2/g)^{1/3} \dots\dots\dots \text{(II.25)}$$

$h_c$ : hauteur critique.

$$h_c = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots\dots\dots \text{(II.26)}$$

On tire q de cette équation et on le remplace dans (I.21),

$$h_1 + \frac{4 H^3}{27 h_1^2} = S + H \dots\dots\dots \text{(II.27)}$$

$$h_1^3 - (S + H) h_1^2 + \frac{4 H^3}{27} = 0 \dots\dots\dots \text{(II.28)}$$

$$h_1^3 - (S + H) h_1^2 + \frac{4 H^3}{27} = 0 \dots\dots\dots \text{(II.29)}$$

En divisant chacun des termes de l'équation par la quantité  $(S+H)^3$  :

$$\left[ \frac{h_1}{(S+H)} \right]^3 - \left[ \frac{h_1}{(S+H)} \right]^2 + \frac{4}{27} \left[ \frac{h_1}{(S+H)} \right]^3 = 0 \dots\dots\dots \text{(II.30)}$$

$$\left[ \frac{h_1}{Z} \right]^3 - \left[ \frac{h_1}{Z} \right]^2 + \frac{4}{27} \left[ \frac{h_1}{Z} \right]^3 = 0 \dots\dots\dots \text{(II.31)}$$

On pose  $\psi = h_1 / Z$  et  $\phi = H / Z$ , on obtient l'équation finale en fonction de  $\psi$  et  $\phi$  :

$$\Psi^3 - \Psi^2 + \frac{4}{27} \Psi^3 = 0 \dots\dots\dots \text{(II.32)}$$

$$\Psi = h_1 / Z \dots\dots\dots \text{(II.33)}$$

$$\Phi = H / Z \dots\dots\dots \text{(II.34)}$$

Les paramètres  $\psi$  et  $\phi$  sont inférieurs à l'unité puisque  $h_1 < Z$  et  $H < Z$ .

Donc  $0 < \psi < 1$  et  $0 < \phi < 1$

$\Psi < \phi$  puisque  $h_1 < H$

En donnant des valeurs arbitraires au paramètre  $\psi$ , on calcule les valeurs correspondantes du paramètre  $\phi$ . On trace ensuite la courbe de variation en fonction des deux paramètres [24].

La variation est du type puissance  $\psi = a.\varphi^b$ .

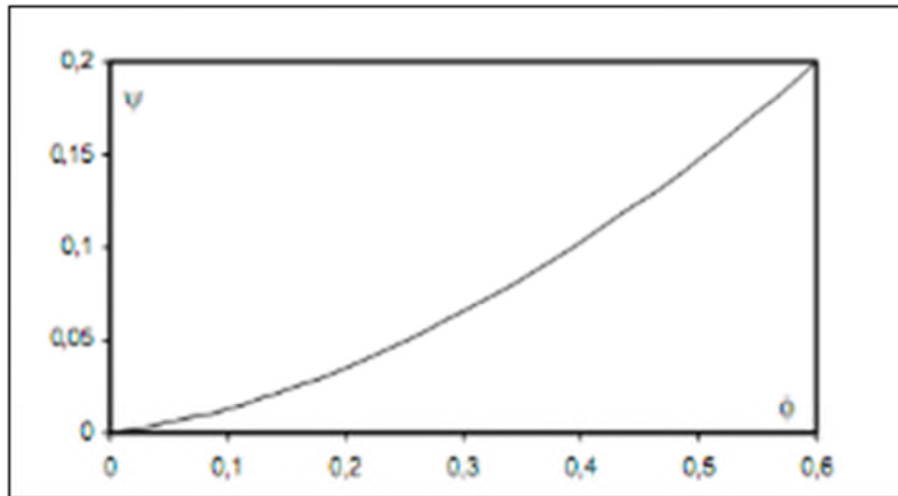


Figure II.34 : Variation de  $\psi$  en fonction de  $\Phi$ .

$\Psi = h_1 / Z$  et  $\varphi = H / Z$ .

En termes d'application pratique, les étapes suivantes sont à respecter [24]:

H et z connues

- Calculer  $\varphi = H/Z$ ,
- Déterminer  $\psi$  à partir de  $\psi = a. \varphi^b$ ,
- Calculer  $h_1 = Z. \Psi$ ,
- Calculer  $V_1 = q/h_1$ ,
- Calculer  $F_r = v_1 / (g \cdot h_1)^{1/2}$ .

### III.1.8. Calcul d'une tranchée latérale

Les étapes à suivre se résument ainsi :

- Calcul de la vitesse admissible dans la tranchée  $V = (2. g. H)^{1/2}$ ,
- Subdiviser la tranchée en tronçons équidistants avec ou sans élargissement,
- L'élargissement est fonction du débit spécifique (par unité de longueur),
- Calculer les paramètres hydrauliques au niveau des sections,
- Le débit spécifique au niveau des sections doit être maintenu  $q < 15 \text{ m}^3 / \text{s.ml}$ .

Avec B longueur du déversoir latéral et b largeur de la tranchée [25]:

- Débit au niveau des sections  $Q_x = Q_{\max} / B$ ,
- Débit spécifique au niveau des sections  $q_x = Q_x / b_x$ .

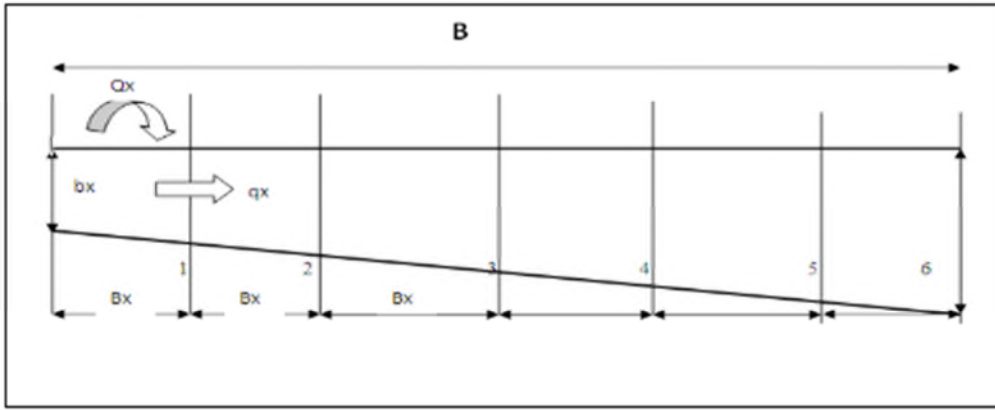


Figure II.35 : Vue en plan d'un tranché latéral [25].

- Débit  $Q(x_i)$  entrant dans l'auge à l'abscisse :

$$Q(x_i) = q(x) B_x \dots \dots \dots \text{(II.35)}$$

- Section mouillée à l'abscisse  $x_i$  :

$$S(x_i) = \frac{Q(x_i)}{V_{adm}} \dots \dots \dots \text{(II.36)}$$

- Profondeur de l'eau à l'abscisse  $x_i$  :

$$H(x_i) = \frac{S(x_i)}{b(x_i)} \dots \dots \dots \text{(II.37)}$$

- Le rayon hydraulique à  $x_i$  :

$$R_N(x_i) = \frac{Sm(x_i)}{Pm(x_i)} = \frac{b(x_i) \cdot H(x_i)}{b(x_i) \cdot 2H(x_i)} \dots \text{(II.38)}$$

- La pente du plan d'eau :

$$I(x_i) = \frac{n^2 \cdot v^2}{R_N(x_i)^{4/3}} \dots \dots \dots \text{(II.39)}$$

- $\Delta Z = I_{Moy} \cdot L_i$ ,
- $\nabla SL = \nabla CRN - \Delta Z$ ,
- $\nabla Lit = \nabla SL - H_x$ .

$\Delta Z$  : perte de charge entre deux sections,  $\nabla SL$  : Niveau surface libre,  $\nabla lit$  : Niveau radiers ou projet,  $L_i$  : distances entre sections [25].

**III.1.9. Disposition sur entonnement frontale**

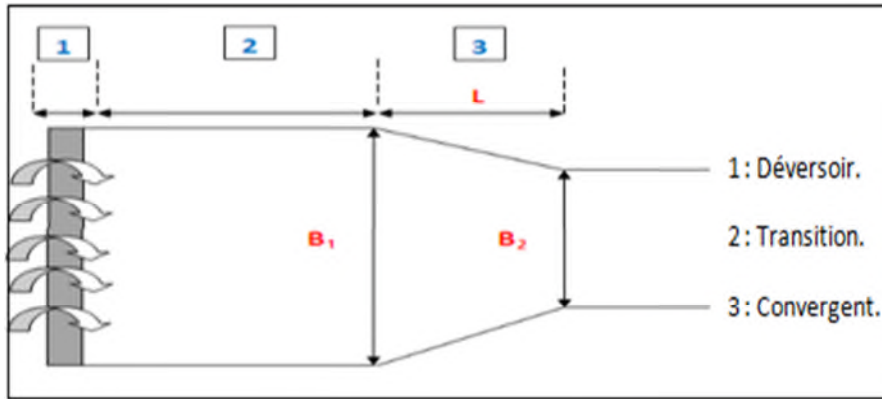


Figure II.36 : Dispositions conceptuelles sur un déversoir frontal [25].

- Déversoir frontal de longueur B,
- Transition  $L = B$ ,
- Convergent  $L = 2.5 (B_1 - B_2)$ .

**III.2. Evacuateurs en charge**

Le débit évacué par le siphon considéré comme un conduit en charge est donné par la relation suivante :

$$Q_s = \mu A \sqrt{2 g H_{eff}} \dots \dots \dots (II.40)$$

Où :

$Q_s$  : Débit évacué par le siphon en  $m^3/s$ ,

$\mu$  : Coefficient de débit du siphon,

A : Section transversale au sommet du siphon égale (b×a),

a : Dimension verticale de la section transversale au sommet et la sortie du siphon en m,

b : Largeur du seuil déversant en m,

g : Accélération de la pesanteur en  $m/s^2$ ,

$H_{eff}$  : Charge effective selon les conditions d'écoulement à la sortie du siphon en m.

Le coefficient de débit  $\mu$  est donné par la relation suivante [26] :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{a_c + \sum \xi_1 + \sum \xi_s}} \dots \dots \dots (II.41)$$

Où :

$a_c$  : coefficient de correction de l'énergie cinétique (coefficient de Coriolis),

$\sum \xi_1$  : Somme des coefficients des pertes de charge linéaires du siphon,

$\sum \xi_s$  : Somme des coefficients des pertes de charge singulières depuis l'entrée du siphon jusqu'à sa sortie.

Concernant la charge effective  $H_{eff}$ , nous distinguerons deux configurations selon les schémas de définitions présentés sur la figure (III.11 et III.12).

### III.2.1 Siphon débouchant en l'air

$$H_{eff} = E + H - a \dots \dots \dots (II.42)$$

Avec

$H_{eff}$  : charge effective selon les conditions d'écoulement à la sortie du siphon en m,

$a$  : dimension verticale de la section transversale au sommet et à la sortie du siphon en m,

$E$  : dénivelée entre le seuil déversant et le radier du bief aval en m,

$H$  : charge au dessus du seuil déversant en m [26].

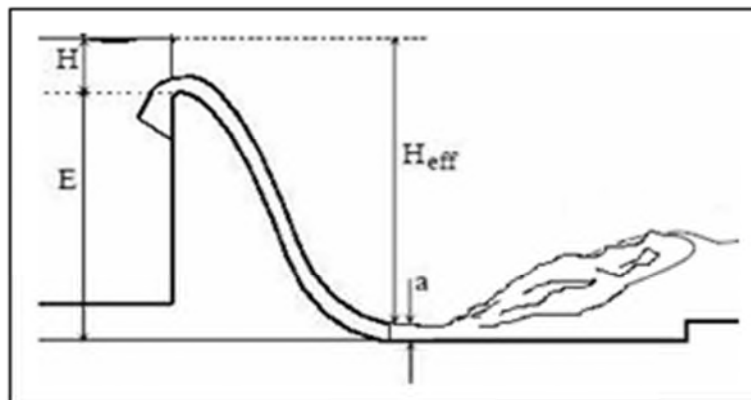


Figure II.37 : Siphon à profil Creager débouchant en l'air [26].

### III.2.2. Siphon à sortie noyée

$$H_{eff} = E + H - a' \dots \dots \dots (II.43)$$

Avec

$H_{eff}$  : Charge effective selon les conditions d'écoulement à la sortie du siphon en m,

$a'$  : Profondeur de l'écoulement au bief aval en m,

$E$  : Dénivelée entre le seuil déversant et le radier du bief aval en m,

$H$  : Charge au dessus du seuil déversant en m.



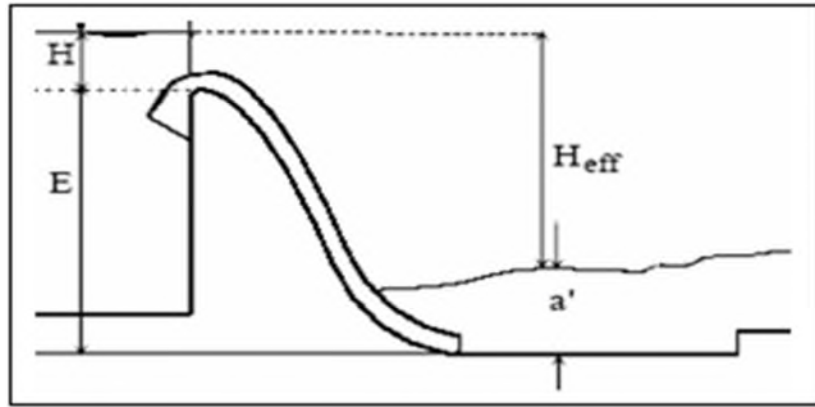


Figure II.38 : Siphon à profil Creager à sortie noyée [27].

- Relation de perte de charge

Considérons  $V_1$ ,  $V_2$  et  $V_3$  respectivement les vitesses d'écoulement à l'entrée, au niveau de la crête et la sortie de l'évacuateur en siphon fonctionnant après amorçage, à pleine section et en charge. Nous désignons par  $h_L$  les pertes de charge totales dans le siphon tout entier, depuis l'entrée jusqu'à la sortie.

Lorsque les sections transversales à l'entrée et à la sortie du siphon sont égales, nous pouvons écrire [27] :

$$Q_s = A V_2 = A V_3 \dots \dots \dots \text{(II.44)}$$

$$Q_s = A \sqrt{2 g (H_{eff} - h_L)} \dots \dots \dots \text{(II.45)}$$

- En égalant les équations des relations III.40 et III.45 nous obtenons:

$$h_L = (1 - \mu^2) H_{eff} \dots \dots \dots \text{(II.46)}$$

Les valeurs des pertes de charges peuvent être évaluées par l'application de la relation (II.46) pour toute configuration.

La dégradation causée par la cavitation peut être retardé par la réalisation des bétons spéciaux ou par blindage.

La présence des bulles d'air non dissoutes (et non pas les bulles de vapeur) dans un écoulement ont un effet bénéfique à l'égard de la cavitation, elles freinent le développement de pressions atmosphérique et, par augmentation de la compressibilité de l'eau, réduisent considérablement la violence des chocs qui accompagnent l'implosion des bulles de vapeur [28].

### **Conclusion**

Les opérations d'aménagement relatives à l'augmentation de la capacité de réservoirs existants doivent faire face à de nombreuses contraintes de mise en œuvre. Parmi les plus fréquentes, on peut citer les contraintes foncières liées à l'extension des emprises foncières en périphérie de plan d'eau, mais également celles inhérentes à l'exploitation sachant que les travaux programmés doivent pénaliser le moins possible le fonctionnement courant des ouvrages.

Par ailleurs, dans la plupart des cas, ce type d'opération s'accompagne, notamment pour les ouvrages anciens, d'une nécessité de mise en sécurité du barrage conformément à la réglementation actuelle, ce qui peut avoir un impact significatif sur la faisabilité économique du projet.

La disposition avancée du déversoir dans la retenue représente l'un des cas qui n'est utilisé que rarement dans la conception des évacuateurs de crues. Cette disposition se caractérise par une alimentation frontale et latérale du déversoir, mais qui est différente de celle avec contraction latérale.

## **I. Introduction**

A l'état naturel, les rivières transportent progressivement des quantités importantes de sédiments, soit par charriage soit en suspension. Les eaux chargées de matériaux fins forment un courant de densité qui s'écoule au fond de la retenue. Les particules ainsi piégées dans les eaux calmes de ce dernier, se tassent et se consolident pour enfin former un lac de vase qui s'avance jusqu'au pied du barrage. L'envasement des retenues est défini comme étant, l'accumulation des sédiments transportés par les cours d'eau dans la retenue [31].

## **II. Envasement dans le monde**

Dans de nombreux pays du monde, le transport de sédiments dans les réseaux hydrographiques des bassins versants et leurs dépôts dans les retenues pose aux exploitants de barrages des problèmes dont la résolution ne peut qu'être onéreuse. Non seulement on constate que la capacité utile est progressivement réduite mais encore que l'enlèvement de la vase est une opération délicate et difficile [29].

Le problème d'envasement des barrages n'est pas un problème propre à l'Algérie, beaucoup de pays dans le monde souffrent de ce phénomène surtout dans les zones arides et semi-arides, où le manque de ressources hydriques est accentué par l'érosion des sols qui peut atteindre les 5 000 t/km<sup>2</sup>/an contre 30 à 50 t/km<sup>2</sup>/an en Europe [30].

En Australie, citons les exemples du barrage de Moore Creek qui fût complètement envasé au bout de 26 ans de service suite à deux averses qui ont transporté 85 000 m<sup>3</sup> de vase. S'est produit la même chose pour le Korrumbyn Creek Dam, qui a été complètement envasé au bout de 20 ans de service.

En Afrique du Sud la moyenne d'envasement pour 170 barrages d'un volume allant de 0,5 à 5 000 Hm<sup>3</sup> est de 35%, ce qui engendre une perte de capacité de 105 Hm<sup>3</sup> par an correspondant à une perte économique de 21,2 Millions de Dollars.

Pour les USA, vu l'immensité du pays, elle diffère d'une région à une autre avec une moyenne de 23%, sauf qu'elle varie de 0,07 à Prattsville jusqu'à 5% à Bennington qui enregistre une érosion record de 5 311 tonnes/km<sup>2</sup>/an [31].

## **III. Envasement moyen au Maghreb**

Le Maghreb est considéré comme la région la plus touchée par le problème d'érosion et d'envasement en Afrique, surtout si on se réfère aux travaux qui ont lancé une fourchette de l'érosion spécifique de 1 000 à 5 000 t/km<sup>2</sup>/an. L'Algérie, la Tunisie et le Maroc disposent de 230 barrages d'une capacité totale de 23 Milliards de m<sup>3</sup> dont 61% reviennent au Maroc, 23 %

à l'Algérie et 16% à la Tunisie, ces barrages enregistrent une perte annuelle de capacité de  $125 \text{ Hm}^3$ .

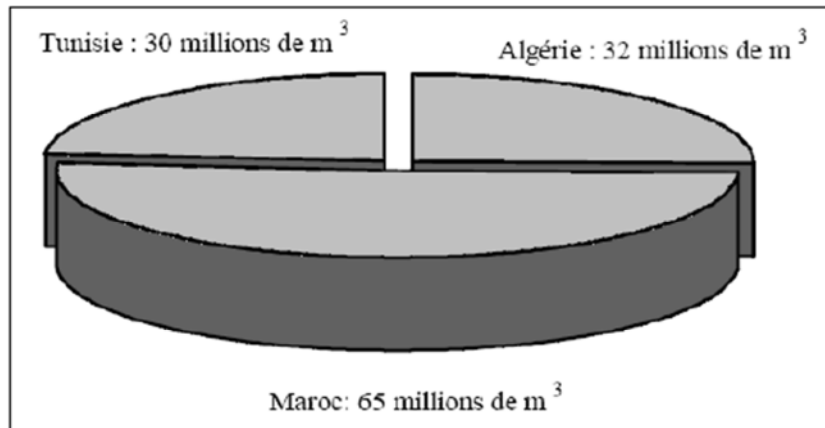


Figure III.1 : Envasement moyen des barrages au Maghreb [32].

L'envasement moyen au Maroc varie entre 0,11% à 1,6% suivant la région. En Algérie c'est une moyenne de 0,6% de la capacité de stockage qui disparaît chaque année sous la vase. Ce chiffre est en hausse d'après le rapport des ressources en eau au Maghreb pour atteindre  $45 \text{ Hm}^3/\text{an}$  avec un volume envasé global de 1,1 Milliards de  $\text{m}^3$ , ce qui représente 17% du volume total de stockage. Ces valeurs paraissent assez réduites mais leurs conséquences économiques et environnementales sont considérables comme le risque d'instabilité de l'ouvrage ou le fonctionnement des équipements hydromécaniques tout en sachant que la densité de la vase derrière la digue peut atteindre 1,8.

Malgré l'importance du problème, nous avons constaté que la plupart des études de faisabilité des barrages se basent sur des formules expérimentales pour déterminer le volume de vase de projet considéré comme un volume mort, sans être guidé par des facteurs régionaux, ce qui peut engendrer des écarts d'estimation assez considérables.

Le tableau suivant résume l'état d'envasement (en 2003) de quelques barrages Algériens d'après plusieurs auteurs ainsi que les données de l'ANBT pour les six barrages du bassin des côtiers Algérois [32].

Tableau III.1 : Etat d'envasement de quelques barrages d'Algérie [32].

Barrage	Année de mise en service	Volume initial Hm <sup>3</sup>	Envasement moyen annuel Hm <sup>3</sup>	Perte de volume %
Oued El Fodda	1932	228	2,31	71
Ghrib	1939	280	3,2	72
Ighil Emda	1953	155	1,33	42
Boughezoul	1934	55	0,66	81
Derdeur	1984	110	1,05	25
Taksebt	2001	175	0,27	--
Keddara	1986	145,6	0,05	2,2
El Hamiz	1879	21	0,35	26
Bouroumi	1985	188	0,8	3,4
Meurad	1861	1,2	0,005	83,3
Boukerdane	1992	97	0,21	--

#### IV. La réduction de la capacité de la retenue cas des barrages

##### Algériens

Cette réduction de la capacité de stockage de l'eau est sans aucun doute la conséquence la plus dramatique de l'envasement, chaque année le fond vaseux évolue et se consolide avec occupation d'un volume considérable de la retenue.

La quantité de sédiments déposés dans les 110 barrages Algériens était évaluée à  $560.10^6 \text{ m}^3$  en 1995 soit un taux de comblement de 12,5 %, elle était de  $650.10^6 \text{ m}^3$  en l'an 2000, soit un taux de comblement de 14,5 %. A titre d'exemple, la capacité initiale du barrage de GHRIB (Médéa) était de  $280.10^6 \text{ m}^3$  en 1939 et n'était plus que de  $109.10^6 \text{ m}^3$  en 1977 [33].

##### IV.1. Cas du barrage de FERGOUG

L'envasement de la retenue du barrage de FERGOUG (ancien barrage: 1885-1926) à réduit la capacité utile de  $27.10^6 \text{ m}^3$  à  $14.10^6 \text{ m}^3$  durant les 31 ans d'exploitation, soit un volume de vase égal à  $13.10^6 \text{ m}^3$ . Concernant la retenue du barrage de FERGOUG actuel, la capacité utile se trouvait ainsi réduite de  $17.10^6 \text{ m}^3$  en 1970 et  $12.10^6 \text{ m}^3$  en 1973 et à  $4.10^6 \text{ m}^3$  en 1985, ce qui représente respectivement un volume de vase de 5 et  $13.10^6 \text{ m}^3$  équivalent en définitif à un taux de comblement de 80 % ce qui à amené les services concernés à dévaser le barrage à partir de l'année 1986, par le procédé de dragage.

##### IV.2. Cas du barrage de FOUM EL GHERZA

La sédimentation accélérée de la retenue à été évidente dès le début de la réalisation du barrage, le batardeau amont ayant été complètement comblé en deux ans (1948-1950), par la suite, elle à provoqué une montée rapide du toit de vase, soit plus de 35 mètres en 40 années

d'exploitation qui représente un volume de vase égal à  $18,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . La capacité estimée de la retenue en 1995 à  $24 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , soit un comblement de plus de 50 %.

#### IV.3. cas du barrage de OUED EL FODDA

Du fait de l'envasement intensif qui affecte la retenue de OUED EL FODDA, la capacité initiale évaluée à  $228 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  en 1932 s'est retrouvée à  $130 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  en 1986 et  $112 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  en 1994. Le toit de la vase près des vannettes est à environ 36 mètres du fond, soit un taux de comblement évalué à 50 % en 1994.

#### IV.4. Cas du barrage de BOUHANIFIA

C'est dans le but de réduire la vitesse de comblement et ainsi prolonger la durée de vie du barrage de FERGOUG que le barrage de BOUHANIFIA à été réalisé à l'amont. Malheureusement ce barrage s'est retrouvé face à une sédimentation accélérée qui à réduit sa capacité de 73 à  $47 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  durant la période 1940-1986, soit une vitesse moyenne de sédimentation égale à  $0,56 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{an}$ . Le dépôt des sédiments à été estimé  $31 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  en 1995, soit un volume d'eau restant de  $42 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  et un taux d'envasement de 42 %.

La surélévation des barrages permet d'augmenter la capacité de la retenue et donc de compenser la valeur envasée, le tableau III.1 résume la vitesse de sédimentation après la surélévation des certains barrages.

Tableau III.2 : Vitesses de sédimentation moyennes des barrages surélevés [33].

Barrages	Taux de sédimentation	
	Avant surélévation	Après surélévation
Zardezas	0.70	0.3
K'sob	0.29	0.25
Boughzoul	0.5	0.34
Bakhada	0.15	0.05

#### IV.5. Cas du barrage du Hamiz (wilaya de Boumerdes)

Construit en 1879 en vue de l'irrigation du périmètre de Mitidja, et l'envasement accéléré de la retenue à obliger l'administration en 1883 à surélever de 7 m pour porter sa capacité à  $23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

#### IV.6. Cas du barrage des Zardézas

Ce barrage à été mis en eau en 1945, sa hauteur de 37 m lui permet d'assurer un volume de  $14,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Du fait de l'envasement accéléré, la capacité du barrage est passée à  $7,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  en

1974. En 1977, la hauteur du barrage à été portée à 45 m (12, 5 m de plus). Le volume ainsi obtenu est de  $31.10^6 \text{ m}^3$ .

#### **IV.7. Cas du barrage de K'sob**

Barrage de capacité de  $11,5.10^6 \text{ m}^3$  pour une hauteur de 32 m construit en 1939 pour l'irrigation du périmètre de K'sob. Du fait de la progression de l'envasement de la retenue, la capacité à été réduite à moins de  $4. 10^6 \text{ m}^3$ . En 1975, la hauteur du barrage à été porté à 43 m (15 m de plus) pour porter sa capacité à  $31.10^6 \text{ m}^3$ .

#### **IV.8. Cas du barrage Ghrib**

Du fait de l'envasement, la capacité du réservoir du Ghrib, initialement de 280 millions de  $\text{m}^3$  n'était plus que de 180 millions de  $\text{m}^3$  en 1967 et elle continue à diminuer au taux moyen d'environ 3 millions de  $\text{m}^3$  par an.

Une revanche de 7,5 m à été ménagée entre le niveau normal de la retenue que fixe le seuil du déversoir et le couronnement du barrage, à fin qu'il soit possible, quand les besoins l'imposent, de trouver une capacité d'appoint sans surélever le barrage. La capacité disponible entre le seuil du déversoir à la côte 427,50 m la crête du barrage à la côte 435,00 m est de près de 100 millions de  $\text{m}^3$ .

En effet, les levés élaborés par la société de géodésie et cartographie GEOKART de ploigne en 1974 ont permis d'arrêter les caractéristiques suivantes [33]:

##### 1/ Surface du réservoir

- Côte retenue normale 1 212,52 Ha.
- Côte retenue maximal 1 556,28 Ha.

##### 2/ Capacité de réservoir

- Côte retenue normale  $177,783 \text{ Hm}^3$ .
- Côte la plus haut eau  $248,185 \text{ Hm}^3$ .

Aux mois de Juin et juillet 1986, les travaux de levés topographiques et bathymétriques de réservoir (GEOKART) ont donné les résultats suivants :

##### 1/ Surface du réservoir

- Côte retenue normale 1 174,93 Ha.
- Côte retenue maximal 1 546,35 Ha.

##### 2/ Capacité du réservoir

- Côte retenue normale  $165,567 \text{ Hm}^3$ .
- Côte la plus haut eau  $235,172 \text{ Hm}^3$ .

#### **IV.8.1. Faisabilité de la surélévation du barrage**

Conformément aux résultats des études « barrage de Boughzout et du Ghrib » études hydrologiques octobre 1983, nous avons considéré un évacuateur de crue dimensionné pour un débit de 3 500 m<sup>3</sup>/s pouvant être évacués par le « souterrain à mi hauteur ».

Cette capacité du « souterrain mi-hauteur » non prise en considération constitue en cas de sur sollicitation du déversoir un facteur de sécurité additionnel à la marge de sécurité représentée par la revanche de 2,5 m jusqu'à la crête du barrage. La conception du nouveau déversoir est entièrement imposée par le débit dimensionnement, soit 3 500 m<sup>3</sup>/s. On élèverait ainsi le niveau la retenue normal de la côte 427,50 m à la côte 432,00 m soit de 4,5 m.

La surélévation du plan d'eau à 432,00 ne s'applique qu'au niveau de la retenue normale, elle n'aucune influence sur la côte des CPHE située à 432,50. Le radier du canal de fuite existant devra, dans la mesure du possible en aval et en amont de niveau de surélévation conserver sa côte actuelle.

Le barrage de Ghrib, en enrochement à masque d'étanchéité amont offre une grand stabilité à retenue pleine, même lorsque les pentes des ses parements sont radies. Le masque d'étanchéité est assuré par la maçonnerie n'est soumise qu'à l'action des vagues et aux montées de l'eau en période des crues. Néanmoins pour des plans d'eau supérieurs à 430,5 m, il pourrait devenir nécessaire d'en procéder à un traitement d'ensemble de la surface.

Il est à noter qu'il convient par ailleurs de rechercher l'influence du plan d'eau haussé sur les divers ouvrages annexes et leurs équipements mais ce ne sont pas ces considérations qui limitent véritablement la hausse du plan d'eau normal. Le problème est en fait dans la sécurité à assurer à l'ouvrage lors des événements exceptionnels qui sont les fortes crues et les tremblements de terre [34].

#### **IV.8.2. Variantes de surélévation**

En raison de la complexité des régimes d'écoulement à attendre au droit du nouveau déversoir, toutes les variantes de surélévation devaient en principe être testés sur modèle réduit. La préoccupation primordiale est de conserver avant que possible les différentes composantes de l'évacuateur de crue et de proposer un assainissement quand c'est nécessaire.

- Variante Lahmeyer

Ce projet de surélévation implique pour l'ouvrage d'évacuation des crues du barrage, actuellement constitué d'un déversoir à seuil libre, un certain nombre de transformation et l'installation de vannes mobiles.



Compte tenu de largeur disponible, de l'éventualité de la défaillance d'une vanne en cas de crue il à été envisagé au minimum 3 passes de versantes.

A fin de porter un jugement sur l'ouvrage d'évacuation des crues, dans son état actuel, un modèle réduit a été élaboré soumis à une sollicitation  $Q < Q_{\max} = 3\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ . A partir des caractéristiques de la courbe de débit (point d'inflexion au droit de  $Q = 2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$  environ), il à déduit que jusqu' à  $Q = 1\,500 \text{ m}^3/\text{s}$  environ, la capacité de débit dépende entièrement du niveau de l'eau dans la retenue (déversoir dénoyé). Pour un débit supérieur à  $1\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ , un effet de remous provoqué par le 1<sup>er</sup> barrage, voûte se fait sentir. D'autres conséquences on été enregistrées pour des débits supérieurs à  $1\,500 \text{ m}^3/\text{s}$  notamment [34]:

- débordement des murs bajoyers.
- Erosion considérable du radier en aval du seuil de sortie.
- Inondation de la plate forme de la centrale hydroélectrique (débit  $3\,500 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

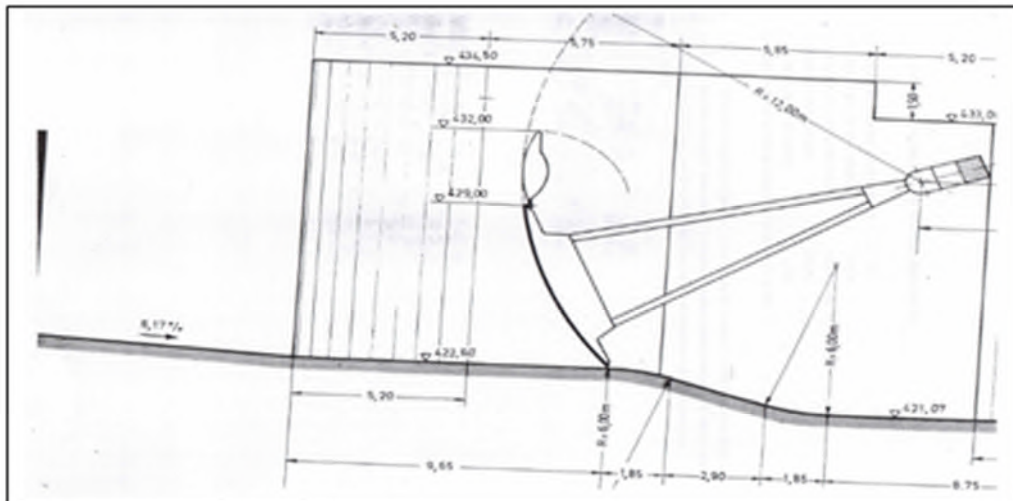


Figure III.2 : Surélévation du déversoir du barrage Ghrib par vanne segment [34].

## **Conclusion**

L'envasement et le transport solide, est un problème qui fait l'objet de beaucoup de recherche qui n'ont point diminué sa complexité vue le nombre et le comportement qui entre en jeux, ce comportement qui est souvent imprévisible.

Le problème d'érosion et d'envasement des barrages et retenues est un problème mondial qui contribue à l'augmentation de l'aridité des terres et la réduction des capacité de stockage des réservoirs ce qui s'ajoute au ressources limitées des pays qui se trouvent dans les régions arides et semi arides. En l'Algérie, les taux d'érosion peuvent atteindre jusqu'à 5 000 t/km<sup>2</sup>/an et engendré des taux d'envasement considérables. Ce taux qui à atteint 17% en Algérie, un taux qui correspond à une perte de capacité de stockage de plus d'un milliard de m<sup>3</sup>.

Les techniques de surélévation peuvent constituer une alternative intéressante par rapport au dévasement des réservoirs et /ou la protection des bassins versants. Si l'allure des courbes caractéristiques de remplissage offre des volumes considérables au delà de la côte de retenue normale CRN, la surélévation de ce niveau avec sauvegarder du niveau des plus hautes eaux PHE peut constituer une variante compétitive financièrement et techniquement.

## I. Présentation du barrage Al Izdihar à Sidi-Abdelli

Le barrage de Sidi-Abdelli situé sur l'Oued ISSER à 2,5 km au Nord du chef lieu (Commune de Sidi-Abdelli), à 08 km de l'Est/Nord de la daïra de Ben-Sakrane et à 34 km de l'Ouest/Nord de la ville de wilaya de Tlemcen.

L'aménagement à pour but principalement d'alimentation en eau potable de la ville d'Oran et de sa zone industrielle, l'alimentation de la région de Sidi-Bel-Abbès par pompage. Et accessoirement à l'irrigation de différents périmètres agricoles situés à l'aval.

Pour l'exécution de opération une étude d'avant-projet détaillé à été élaborée par le bureau d'étude TRACTIONEL (Belgique) en 1975. Sur la base de cette étude, un appel d'offre international à été lancé et l'Entreprise RABELLO Internationale SA de nationalité Brésilienne à été choisie. Les délais de réalisation étaient fixés à 52 mois.

Parallèlement au choix de l'entreprise, une consultation sélective a eu lieu pour choisir le bureau d'étude chargé de l'étude de l'exécution. Le bureau d'étude AHETY (Espagne) à été retenu pour cette mission et pour celle de surveillance des travaux. Le chantier à de marré en 1978.

Au moment de réalisation, le bureau d'étude AHETY abandonne le projet. L'administration à alors mis sur pied un Consortium composé d'une équipe d'ingénieurs nationaux et coopérants (Indiens), dans le but de poursuivre l'exécution et la surveillance des travaux. En 1985 les délais de réalisation contractuels étaient expirés, alors l'administration à jugé nécessaire de faire appel à un nouveau bureau d'étude pour poursuivre les travaux. Un marché à été passé avec le bureau d'études COBA (Portugal) qui à repris le projet en y apportant différentes modifications. Il s'agit essentiellement de la modification du profil de la digue, imposé par la qualité et la quantité des matériaux disponibles dans les zones d'emprunts.

En 1986, l'entreprise chargée de la réalisation éprouvant d'importantes difficultés financières, l'administration à confié une partie des travaux à des entreprises nationales soit :

- COSIDER (ALGER) fut chargée de la mise en place des remblais au-dessous de la côte 320.00 m.
- SEROR (TLEMEN) : Chargée de terminée les ouvrages en béton.
- TRAVOSIDER (ORAN) : Exécuta l'électrification des ouvrages.
- SN METAL (ALGER) : Réalisa les équipements hydromécaniques.

La mise en eau s'est effectuée depuis novembre 1988. Les eaux du barrage alimentant la ville d'Oran depuis 1989 et la région de Sidi-Bel-Abbès depuis l'année 2005 [31].

Le barrage Al Izdihar de Sidi-Abdelli de type barrage en terre zoné à une :

- Capacité initiale : 110 Hm<sup>3</sup>.
- Capacité actuelle : 106 Hm<sup>3</sup> (Levé bathymétrique 2003).
- Cote de la CRN : 345 m.
- Cote de la CPHE : 351.30 m.
- Superficie inondée : 660 Hectares.
- Superficie du bassin versant : 1 137 Km<sup>2</sup>.
- Apport moyen annuel : 50 Hm<sup>3</sup>.
- Débit moyen : 1.93 m<sup>3</sup>/s.
- Débit de crue de projet : 4 430 m<sup>3</sup>/s.
- Taux d'envasement annuel : 0.6 Hm<sup>3</sup>/an.

L'équipe de l'exploitation du barrage de Sidi-Abdelli est composée de 23 personnes dont :

- 02 Cadres.
- 11 Agents de maîtrises.
- 10 Agents d'exécutions [31].

## II. Description du barrage

### II.1. La digue

La digue en terre barrant l'Oued ISSER, est fondée sur les formations grés-marneuses faiblement plissées et faillées. La crête se situe à la cote 353.50, c'est-à-dire à environ 60 m au-dessus du lit de l'Oued.

Cet ouvrage est principalement composé d'un noyau incliné (Argile) encadré d'une recharge amont en remblais sable à gravier et d'une recharge aval en sable-argile-silte (SAS). Le noyau est protégé par un cheminement en filtre et un tapis drainant en gravier sous le corps d'appui aval. La protection des talus en amont et aval est constitué en enrochement appelé Rip-Rap. Une galerie d'injection et de drainage installée sous remblais en parallèle avec l'axe de la digue, reliée par une autre située perpendiculairement à l'axe de la digue au niveau de la coupe 13, est se termine par un puits de vidange des eaux de drainage.

- Côte crête : 353.50 m (côte de pont), largeur de pont 13 m.
- Longueur de la crête : 665 m.
- Largeur de la crête : 13 m.
- Epaisseur de la digue : 340 m (Au niveau de la fondation).
- Hauteur maximal : 60 m.
- Volume des remblais : 3 346 000 m<sup>3</sup>.



Photo III.1 : Digue du barrage Al Izdihar Sidi-Abdelli [31].

Pente du noyau : (V/H)

- Amont : 1/0.65 au dessus de 310m et vertical au dessous,
- Aval :1/0.15.

Pente des talus (V/H)

- Amont : 1/2.5 au dessous de 328 NGA puis 1/2.25 au dessus,
- Aval : 1/2.2 avec 2 bermes à 319 NGA et 334 NGA,
- Epaisseur du rip-rap amont : 1m,
- Epaisseur de la transition amont : 2m,
- Epaisseur de la transition aval : 1,5m de filtre puis 2m de drain.

## II.2. Tour de prise

Cet ouvrage est implanté en rive droite le long de l'Oued composé de :

- La tour de prise d'eau surmontant une chambre de manœuvres des vannes de vidange du fond, en béton armé constitue l'ouvrage d'entrée au tunnel (Dérivation provisoire).
- La tour de prise est équipée de 03 fenêtres (Prises d'eau) aux niveaux respectifs de 308.00, 321.50 et 335.00 m. Une passerelle de 220 m utilisée pour l'accès à la tour de prise.
- Le tunnel sous remblais de forme ovale d'une hauteur intérieure de 10 m environ, divisé en 03 pertuis par un plancher horizontal et une paroi médiane verticale, pendant la construction de la digue les trois pertuis sont utilisés pour la dérivation provisoire de l'Oued.

A la fin des travaux les deux pertuis inférieurs servent à la vidange de fond du barrage, et le pertuis supérieur serve au passage de la conduite d'adduction. La sortie du tunnel se termine par un bassin amortisseur suivi d'un chenal reliant ce dernier à l'Oued.

- Hauteur de la tour de prise : 60 m,

- Débit d'évacuation : 50 m<sup>3</sup>/s,
- Longueur du tunnel : 735 m.



*Photo III.2 : Tour de prise d'eau de barrage Sidi-Abdelli [31].*

### **II.3. Vidange de fond**

La galerie de vidange de fond à été obtenue par transformation de la galerie de dérivation provisoire. L'équipement comprend 2 pertuis localisés dans la tour de prise et équipés d'un batardeau, d'une vanne Wagon et d'une vanne secteur. Le débit maximum de vidange est de 96 m<sup>3</sup>/s.



*Photo III.3 : Vidange de fond barrage Sidi-Abdelli  
par vanne secteur.*

L'équipement hydromécanique du barrage de Sidi-Abdelli comprend dans ces grandes lignes :

- Vidange de fond,
- Circuit de dévasement,
- Vannes des prises d'eau,

- Vanne papillon,
- Conduite force (AEP),
- Vanne jet creux aval.

#### II.4. Evacuateur de crue

L'évacuateur de crue situé en rive droite, est constitué d'un déversoir frontal de 91.14 m calé à la côte 345 NGA, suivi d'un long coursier formé d'un radier et de murs bajoyers. Un coursier d'une longueur de 345 m se termine d'un bassin d'amortissement dont la côte est de 282.30m. Le débit maximal sous une charge de 6.3 m est de  $3\,000\text{m}^3/\text{s}$  [31].



*Photo III.4 : Evacuateur de crue de barrage Sidi-Abdelli [31].*

### III. Descriptif conceptuel de l'ouvrage d'évacuation

#### III.1. Données de conception

L'évacuateur de crue du barrage Sidi-Abdelli est établi en rive droite. Il est du type seuil libre déversant composé des éléments et caractéristiques ci-dessous :

- Côte de la RN.....345 m.
- Côte de la PHE.....351.30 m.
- Un chenal d'approche excavé dans les fondations marno-gréseuses, dont le fond est situé à la cote 341.00 m.
- Un seuil déversant d'une longueur de 90 m environ, arasé à la cote 345.00 m.
- Un coursier d'une longueur de 345 m se terminant par un bassin amortisseur dont le radier est situé à la côte 282.30 m. Le coursier ainsi que le radier du bassin amortisseur sont ancrés au terrain par des barres en acier scellées dans la fondation (marno-gréseuses).
- Le débit d'évacuation laminé est 3 000 m<sup>3</sup>/s.

#### III.2. profil de l'évacuateur

L'évacuateur de crue se compose de cinq tronçons, de pentes variables. La figure III.3 schématise la vue en plan de l'évacuateur avec les caractéristiques des tronçons.

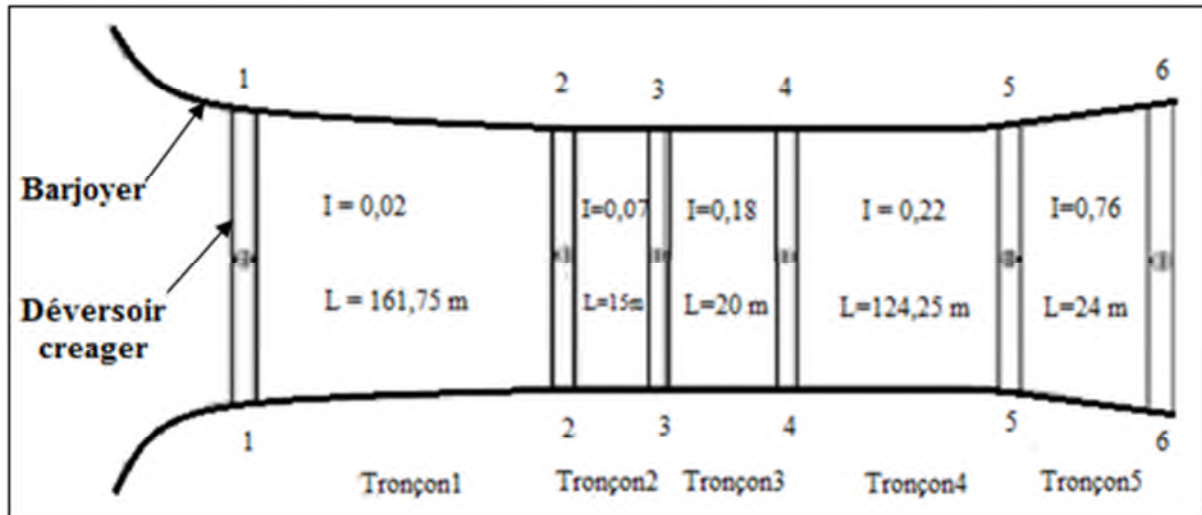


Figure III.3 : Vue en plans de l'évacuateur de crue [35].

### IV. Vérification du fonctionnement hydraulique de l'évacuateur actuel

#### IV.1. Evaluation de la charge d'eau sur le déversoir

##### IV.1.1. Détermination du coefficient de débit m

$$Q = m. B. \sqrt{2. g}. H^{3/2} \dots\dots\dots (III.1)$$



$$m = \frac{Q}{B \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H^{3/2}}} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

Tableau III.3 : Calcul du coefficient de débit m.

Q (m <sup>3</sup> /s)	B (m)	H (m)	m
3000	91,14	6,3	0,47

**IV.1.2. Détermination de la charge d'eau**

Le tableau III.4 résume le calcul du débit d'évacuation en fonction de la charge sur le déversoir.

Tableau III.4 : Variation du débit d'évacuation en fonction de la charge sur le déversoir.

H (m)	m	B (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
1	0,47	91,14	189,738
2	0,47	91,14	536,662
3	0,47	91,14	985,912
4	0,47	91,14	1517,911
5	0,47	91,14	2121,345
6	0,47	91,14	2788,580
6,3	0,47	91,14	3000,317

La figure III.4 illustre la détermination de la charge d'eau sur le déversoir.

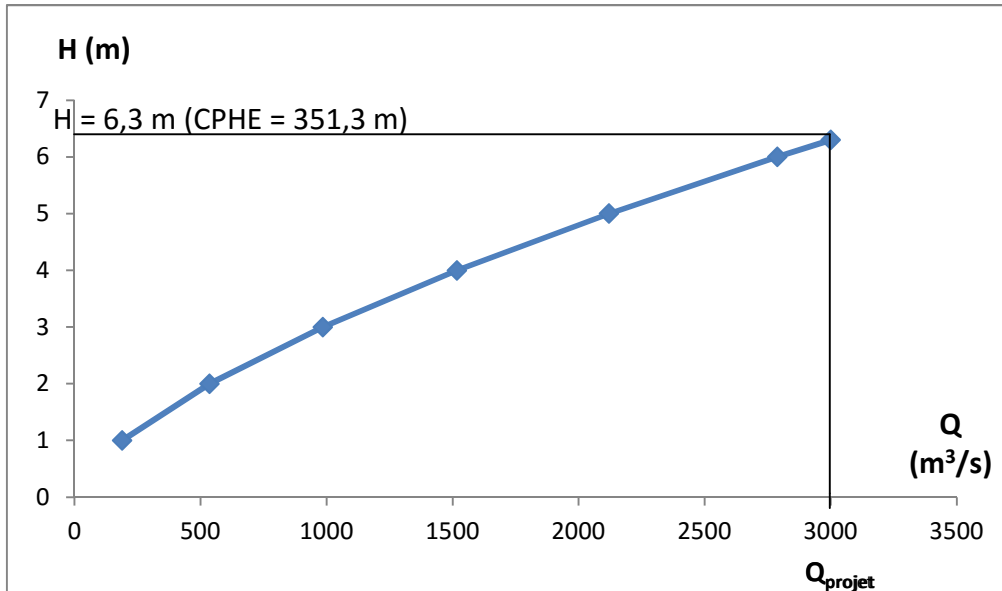


Figure III.4 : Variation de débit en fonction de la hauteur d'eau.

**IV.2. Détermination de la hauteur d'eau au pied aval du déversoir**

**IV.2.1 Méthode USBR**

$$V_1^2 = 2.g.(Z - \frac{H}{2}) \dots\dots\dots(III.3)$$

$$q = V_1.h_1 \dots\dots\dots(III.4)$$

$$q = Q / B \dots\dots\dots(III.5)$$

$$Z = P + H \dots\dots\dots(III.6)$$

P : pelle du déversoir.

$$Z = 4+6,3 = 10,3 \text{ m.}$$

Le tableau III.5 donne les calculs des paramètres hydrauliques au pied aval de déversoir.

*Tableau III.5 : Calculs des paramètres hydrauliques au pied de déversoir.*

H <sub>d</sub> (m)	Z (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)	B (m)	q (m <sup>3</sup> /s/m)	V <sub>1</sub> (m/s)	h <sub>1</sub> (m)	Fr
6,3	10,3	3000	91,14	32,916	11,84	2,78	2,268

**IV.2.2. Méthode d'Abaque USBR**

D'après l'abaque USBR (Annexe), les paramètres sont résumés sur le tableau III.6.

*Tableau III.6 : Paramètres hydrauliques au pied aval de déversoir (Abaque USBR).*

1 feet	Z=33,79 feet.	H <sub>d</sub> =20,669feet.	V <sub>1</sub> =40,5feet/s	h <sub>1</sub>	Fr
0,3048 m.	Z =10,3 m	H <sub>d</sub> = 6,3 m	V <sub>1</sub> = 2, 34 m /s	h <sub>1</sub> = 2,66 m	Fr = 2,415

**IV.2.3. Méthode des paramètres ψ et φ**

Nous désignons par h<sub>f</sub> la perte de charge par frottement qui se produit le long du parement aval du barrage déversoir et par Z la différence des côtes des niveaux de la retenue et du radier aval du barrage déversoir. La perte de charge h<sub>f</sub> peut être négligée.

$$Z = S + H \dots\dots\dots(III.7)$$

$$h_1 = (V_1^2/2g) + h_f = S + H + H_a \dots\dots\dots(III.8)$$

Avec H<sub>f</sub> = 0 et H<sub>a</sub> = 0 (négligées)

$$h_1 + (V_1^2 / 2g) = S + H \dots\dots\dots(III.9)$$

$$h_1 + (q^2/2g. h_1^2) = S + H \dots\dots\dots(III.10)$$

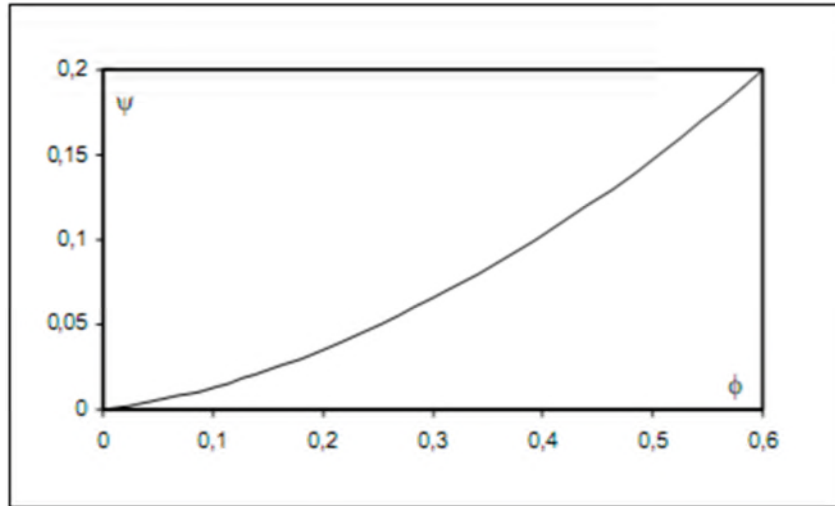


Figure III.5 : Courbe pour le calcul des paramètres  $\psi$  et  $\phi$ .

On considère

$$H = (2/3) h_c \dots \dots \dots (III.11)$$

$$h_c = (q^2 / g)^{1/3} \dots \dots \dots (III.12)$$

$$H = \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (III.13)$$

On tire q de cette équation et on le remplace dans (III.10), on obtient :

$$h_1 + \frac{24 H^3}{27 h_1^2} = S + H \dots \dots \dots (III.14)$$

$$h_1^3 - (S + H) h_1^2 + \frac{24 H^3}{27} = 0 \dots \dots \dots (III.15)$$

En divisant chacun des termes de l'équation par la quantité  $(S+H)^3$

$$\left[ \frac{h_1}{S+H} \right]^3 - \left[ \frac{h_1}{S+H} \right]^2 + \frac{4}{27} \left[ \frac{H}{S+H} \right]^3 = 0 \dots \dots \dots (III.16)$$

$$\left[ \frac{h_1}{Z} \right]^3 - \left[ \frac{h_1}{Z} \right]^2 - \frac{4}{27} \left[ \frac{h_1}{Z} \right]^3 = 0 \dots \dots \dots (III.17)$$

On pose :

$\psi = h_1 / Z$  et  $\phi = H/Z$ , on obtient l'équation finale en fonction de  $\psi$  et  $\phi$

$$\Psi^3 - \Psi^2 + \frac{4}{27} \phi^3 = 0 \dots \dots \dots (III.18)$$

Les paramètres  $\psi$  et  $\phi$  sont inférieurs à l'unité puisque :

$$h_1 < Z \text{ et } H < Z$$

Donc  $0 < \psi < 1$  et  $0 < \phi < 1$ ,  $\Psi < \phi$  puisque  $h_1 < H$

En donnant des valeurs arbitraires au paramètre  $\psi$ , on calcule les valeurs correspondantes du paramètre  $\phi$ . On trace ensuite la courbe de variation en fonction des deux paramètres.

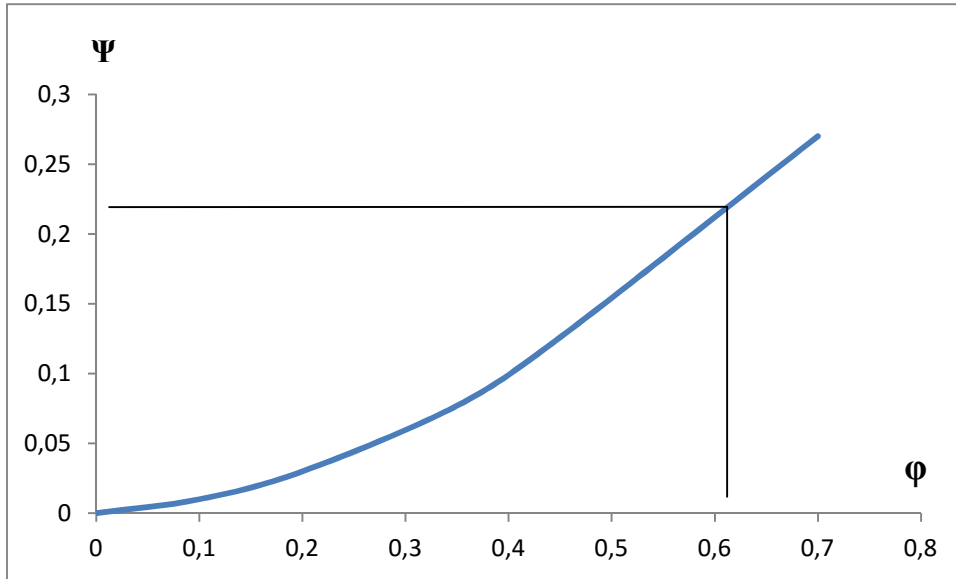


Figure III.6 : Détermination des paramètres  $\psi$  et  $\phi$ .

La variation est du type puissance :

$$\psi = a \cdot \phi^b \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

$$\Psi = h_1/Z \dots\dots\dots(\text{III.20})$$

$$\phi = H/Z \dots\dots\dots(\text{III.21})$$

$$Fr = v_1 / (g \cdot h_1)^{1/2} \dots\dots\dots(\text{III.22})$$

Tableau III.7 : Vitesse et hauteur au pied aval du déversoir.

$\Phi$	$\Psi$	$V_1$ (m/s)	$h_1$ (m)	Fr
0,612.	0,21	15,217	2,163	3,303

**IV.3. Calcul hydraulique du canal d'évacuation**

Ce canal vient en continuité du déversoir et permet de conduite l'eau jusqu'au bassin de dissipation.

Le calcul du tirant d'eau en fin du tronçon se fait selon la démarche décrit ci-dessous :

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = f(h) \dots\dots\dots(\text{III.23})$$

$$K = S \cdot C \cdot \sqrt{R_h} = S \cdot \frac{1}{n} \cdot R_h^{3/2} \dots\dots\dots(\text{III.24})$$

$$P_m = 2 \cdot h + B \dots\dots\dots(\text{III.25})$$

$$S_m = h \cdot B \dots\dots\dots(\text{III.26})$$

$$R_h = S_m / P_m \dots\dots\dots(\text{III.27})$$

$$C = 1/n \cdot R_h^{1/6} \dots\dots\dots(\text{III.28})$$

Avec

K : Débitance en (m<sup>3</sup>/s),

S : surface mouillée en (m<sup>2</sup>),

C : coefficient de chezy,

R<sub>h</sub> : Rayon hydraulique (m),

P<sub>m</sub> : Périmètre mouillé (m),

n = 0,012 : Rugosité de béton,

B : Largueur de canal en m.

### IV.3.1. Calculs hydrauliques du 1<sup>er</sup> tronçon

Le tableau III.8 donne les détails de calculs hydrauliques du 1<sup>er</sup> tronçon du canal d'évacuation.

I = 0,02.

L = 161,75 m.

Tableau III.8: Calculs hydrauliques du tronçon 1, I = 0,02.

B (m)	H (m)	P <sub>m</sub> (m)	S <sub>m</sub> (m <sup>2</sup> )	R <sub>h</sub> (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
89	2,16	93,32	192,24	2,060	94,00	2%	25936,33
81,5	1,76	85,02	143,44	1,687	90,923	2%	16940,32
74,75	1,36	77,47	101,66	1,312	87,194	2%	10154,21
67,5	0,96	69,42	64,8	0,933	82,382	2%	5157,67
60,5	0,56	61,62	33,88	0,549	75,426	2%	1894,85
53,75	0,16	54,07	8,6	0,159	61,339	2%	210,38
50,5	0,08	50,66	4,04	0,079	54,672	2%	62,37

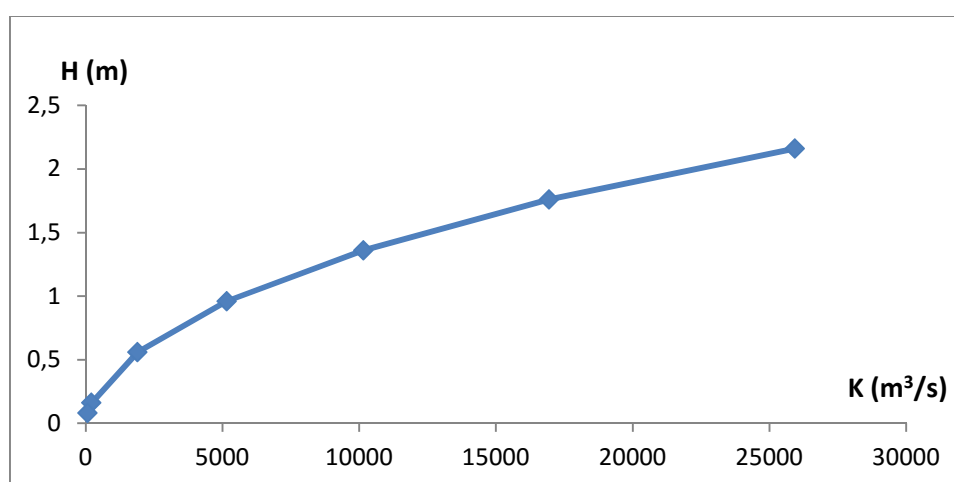


Figure III.7 : Calcul de tirant d'eau en fin du 1<sup>er</sup> tronçon.

Pour K = 21276,59 m<sup>3</sup>/s, H = 1,9 m.

### IV.3.2. Calculs hydrauliques du 2<sup>ème</sup> tronçon

Le tableau III.9 donne les détails de calculs hydrauliques du 2<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation.

$I = 0,07$ .

$L = 15$  m.

Tableau III.9: Calculs hydrauliques du tronçon 2,  $I = 0,07$ .

B (m)	H (m)	$P_m$ (m)	$S_m$ (m <sup>2</sup> )	$R_h$ (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
50,5	1,9	54,3	95,95	1,767	91,627	7%	11686,75
50,5	1,4	53,3	70,7	1,326	87,350	7%	7112,67
50,5	0,8	52,1	40,4	0,775	79,874	7%	2841,59
50,5	0,3	51,1	15,15	0,296	68,048	7%	561,33

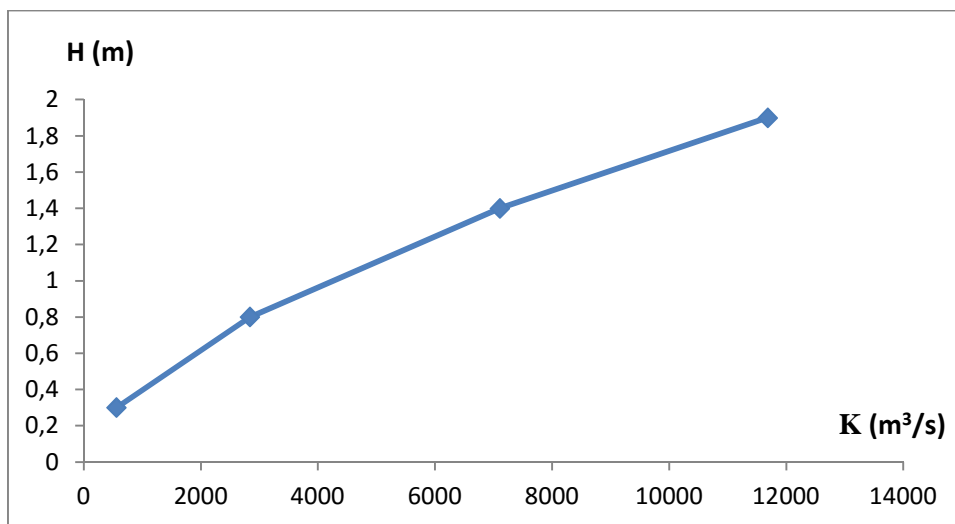


Figure III.8 : Calcul de tirant d'eau en fin du 2<sup>ème</sup> tronçon.

Pour  $K = 11363,63$  m<sup>3</sup>/s,  $H = 1,8$  m.

### IV.3.3. Calculs hydrauliques du 3<sup>ème</sup> tronçon

Le tableau III.10 donne les détails de calculs hydrauliques du 3<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation.

$I = 0,18$ .

$L = 20$  m.

Tableau III.10 : Calculs hydrauliques du tronçon 3,  $I = 0,18$ .

B (m)	H (m)	P <sub>m</sub> (m)	S <sub>m</sub> (m <sup>2</sup> )	R <sub>h</sub> (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
50,5	1,8	54,1	90,9	1,680	90,861	18%	10705,995
50,5	1,4	53,3	70,7	1,326	87,350	18%	7112,6751
50,5	1	52,5	50,5	0,961	82,795	18%	4100,764
50,5	0,6	51,7	30,3	0,586	76,233	18%	1768,327
50,5	0,2	50,9	10,1	0,198	63,643	18%	286,335

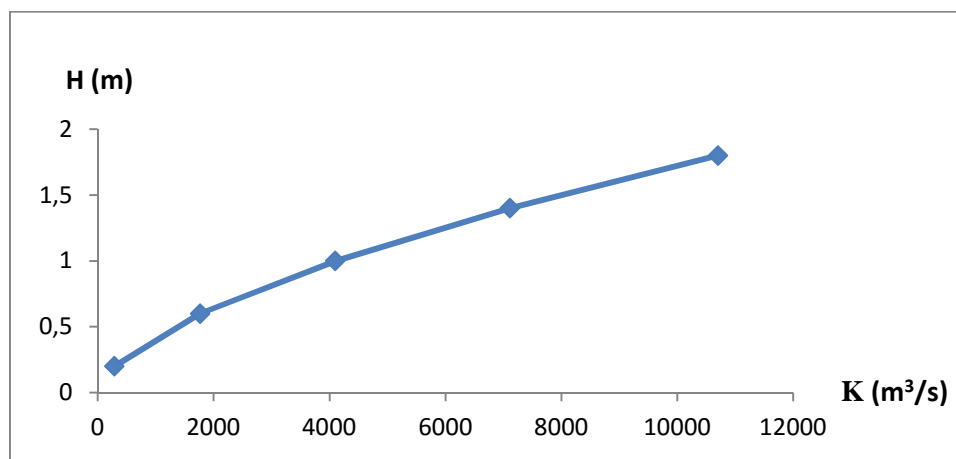


Figure III.9 : Calcul de tirant d'eau en fin du 3<sup>ème</sup> tronçon.

Pour  $K = 7075,47 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $H = 1,39 \text{ m}$ .

#### IV.3.4. Calculs hydrauliques du 4<sup>ème</sup> tronçon

Le tableau III.11 donne les détails de calculs hydrauliques du 4<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation.

$I = 0,22$ ,  $L = 15 \text{ m}$ .

Tableau III.11 : Calculs hydrauliques du tronçon 4,  $I = 0,22$ .

B (m)	H (m)	P <sub>m</sub> (m)	S <sub>m</sub> (m <sup>2</sup> )	R <sub>h</sub> (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
50,5	1,39	53,28	70,195	1,317	87,252	22%	7029,960
50,5	1,29	53,08	65,145	1,227	86,227	22%	6223,002
50,5	1,19	52,88	60,095	1,136	85,128	22%	5453,663
50,5	1,09	52,68	55,045	1,044	83,945	22%	4723,363
50,5	0,99	52,48	49,995	0,952	82,662	22%	4033,671
50,5	0,89	52,28	44,945	0,859	81,259	22%	3386,340
53,75	0,5	54,75	26,875	0,490	74,013	22%	1393,617
56	0,1	56,2	5,6	0,099	56,740	22%	100,301

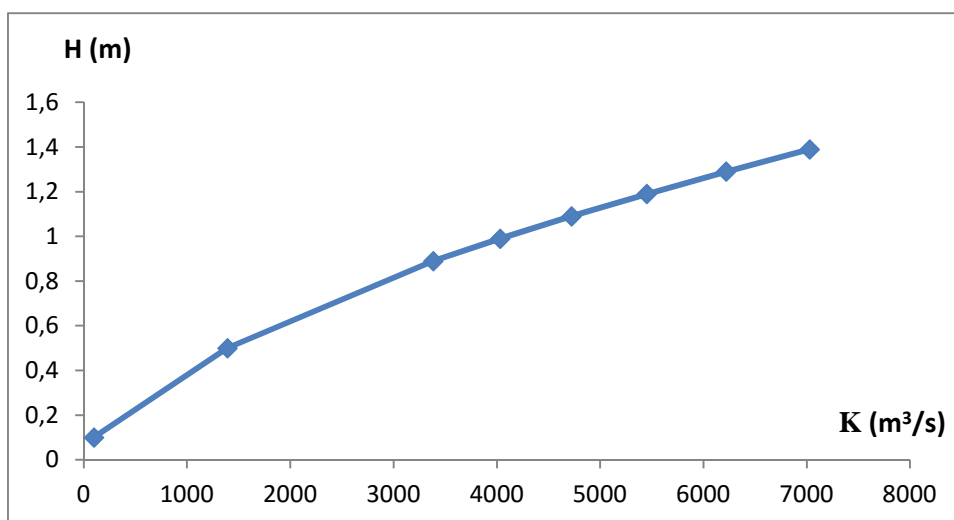


Figure III.10 : Calcul de tirant d'eau en fin du 4<sup>ème</sup> tronçon.

Pour  $K = 6396,58 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $H = 1,3 \text{ m}$ .

#### IV.3.5. Calculs hydrauliques du 5<sup>ème</sup> tronçon

Le tableau III.12 donne les détails de calculs hydrauliques du 5<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation

$I = 0,76$ .

$L = 24 \text{ m}$ .

Tableau III.12 : Calcul hydraulique du tronçon 5,  $I = 0,76$ .

B (m)	H (m)	$P_m$ (m)	$S_m$ (m <sup>2</sup> )	$R_h$ (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
56,5	1,3	59,1	73,45	1,242	86,407	76%	7075,331
56,75	1	58,75	56,75	0,965	82,853	76%	4621,219
57,25	0,85	58,95	48,662	0,825	80,711	76%	3568,509
58,25	0,7	59,65	40,775	0,683	78,213	76%	2636,746
60	0,5	61	30	0,491	74,037	76%	1557,641
60,5	0,1	60,7	6,05	0,099	56,743	76%	108,380



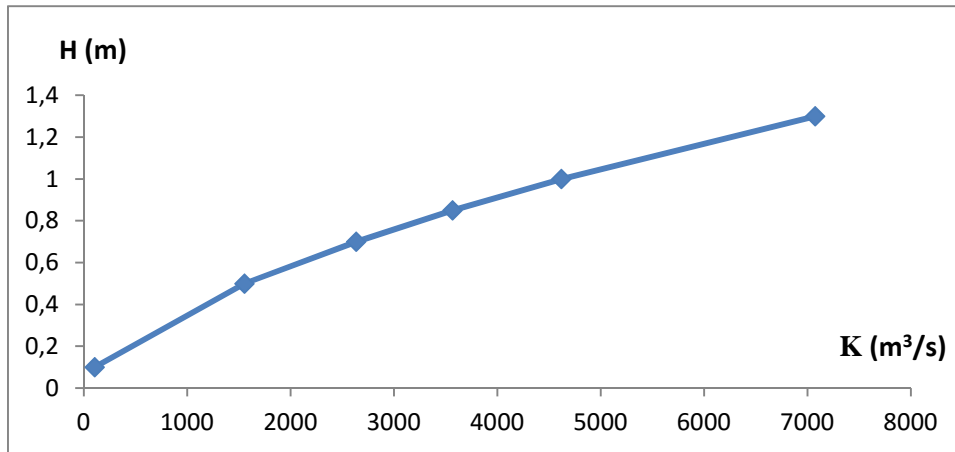


Figure III.11: Calcul de tirant d'eau en fin du 5<sup>ème</sup> tronçon.

Pour  $K = 3448,27 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $H = 0,8 \text{ m}$ .

Avec :

L : Longueur du canal en m.

Q : Le débit de projet en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

H : La hauteur d'eau dans le canal en m.

$K = Q/I^{1/2}$  : La débitance.

B : La largeur du canal en m.

$P_m$  : Périmètre mouillé en m.

$S_m$  : Section mouillée en  $\text{m}^2$ .

C : Coefficient de Chézy.

$R_h$  : Rayon hydraulique.

$H_d$  : Charge d'eau sur le déversoir.

$F_r$  : Nombre de Froud

A fin de récapituler les résultats des calculs hydrauliques sur les différents tronçons, le tableau III.13 résume les caractéristiques des tronçons de l'évacuateur.

Tableau III.13 : Caractéristiques des Tronçon d'évacuateur.

Tronçons	Pente	Sections	Longueur des tronçons (m)
1	0,02	1—9	161,75
2	0,07	9—10	15
3	0,18	10—11	20
4	0,22	11—17	124,25
5	0,76	17—18	24

Le tableau III.14 synthétise l'ensemble des paramètres hydraulique d'évacuateur de crue actuel.

Tableau III.14 : Paramètres hydrauliques de l'évacuateur actuel [36].

Tronçon	Section	B (m)	Hauteur d'eau (m)	Côte du lit (m)	Côte de l'eau (m)	Pente du canal	Vitesse (m/s)	q (m <sup>3</sup> /s/m)	F <sub>r</sub>
1	1—1	86,75	2,16	339,85	342,01	0,02	16,01	34,58	3,47
	2—2	80,75	2,11	339,45	341,56	0,02	17,60	37,15	3,86
	3—3	74,5	2,1	339,05	341,15	0,02	19,17	40,26	4,22
	4—4	68,5	2,05	338,65	340,70	0,02	21,36	43,79	4,76
	5—5	62,5	2	338,25	340,25	0,02	24	48	5,41
	6—6	56,5	1,97	337,85	339,82	0,02	26,95	53,09	6,13
	7—7	51,5	1,95	337,46	339,41	0,02	29,87	58,25	6,8
	8—8	50,5	1,93	337,07	339,00	0,02	30,78	59,40	7,07
	9—9	50,5	1,9	336,8	338,7	0,07	31,26	59,40	7,24
2	10—10	50,5	1,8	335,73	337,53	0,18	33,00	59,40	7,85
3	11—11	50,5	1,39	332,1	333,49	0,22	42,73	59,40	11,57
4	12—12	50,5	1,37	327,7	329,07	0,22	43,36	59,40	11,82
	13—13	50,5	1,35	323,3	324,65	0,22	44,00	59,40	12,09
	14—14	50,5	1,33	318,9	320,23	0,22	44,66	59,40	12,36
	15—15	50,5	1,32	314,5	315,82	0,22	45,00	59,40	12,50
	16—16	50,5	1,31	310,1	311,41	0,22	45,34	59,40	12,64
	17—17	50,75	1,3	300,66	301,96	0,22	45,47	59,11	12,73
5	18—18	60,5	0,8	282,31	283,11	0,76	61,98	49,58	22,12

La figure III.12 représente, sur une vue en plan d'évacuateur de crue actuel, les paramètres relatifs au profil en long (surface libre et radier) de l'évacuateur actuel.

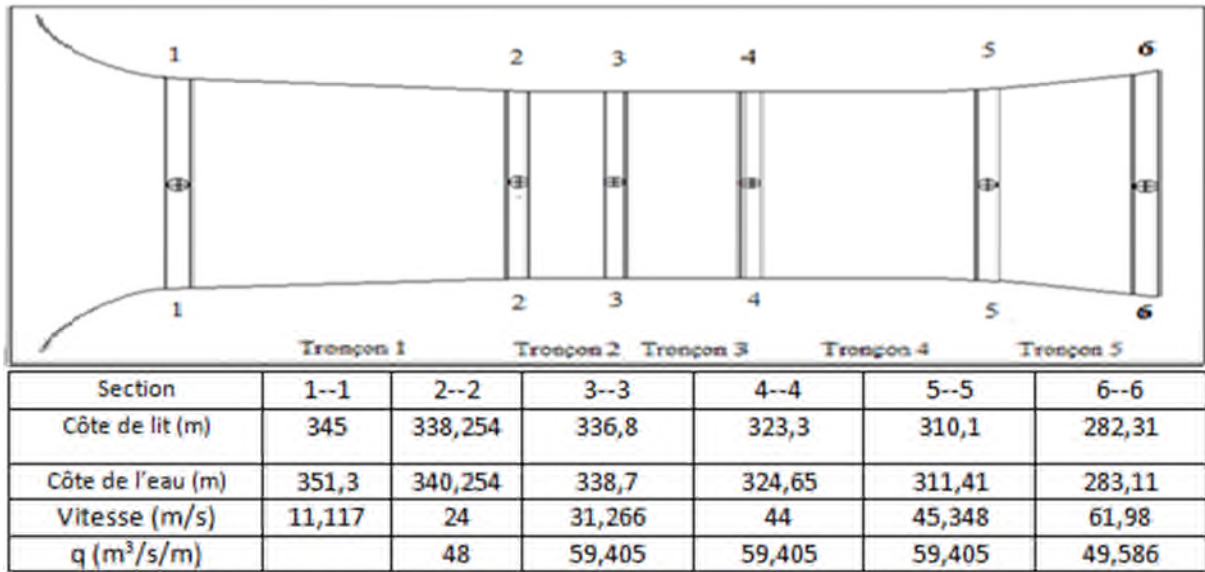


Figure III.12 : Paramètres des profils en long (surface libre et radier) de l'évacuateur actuel.

La figure III.13 schématise le profil en long hydraulique de l'évacuateur actuel.

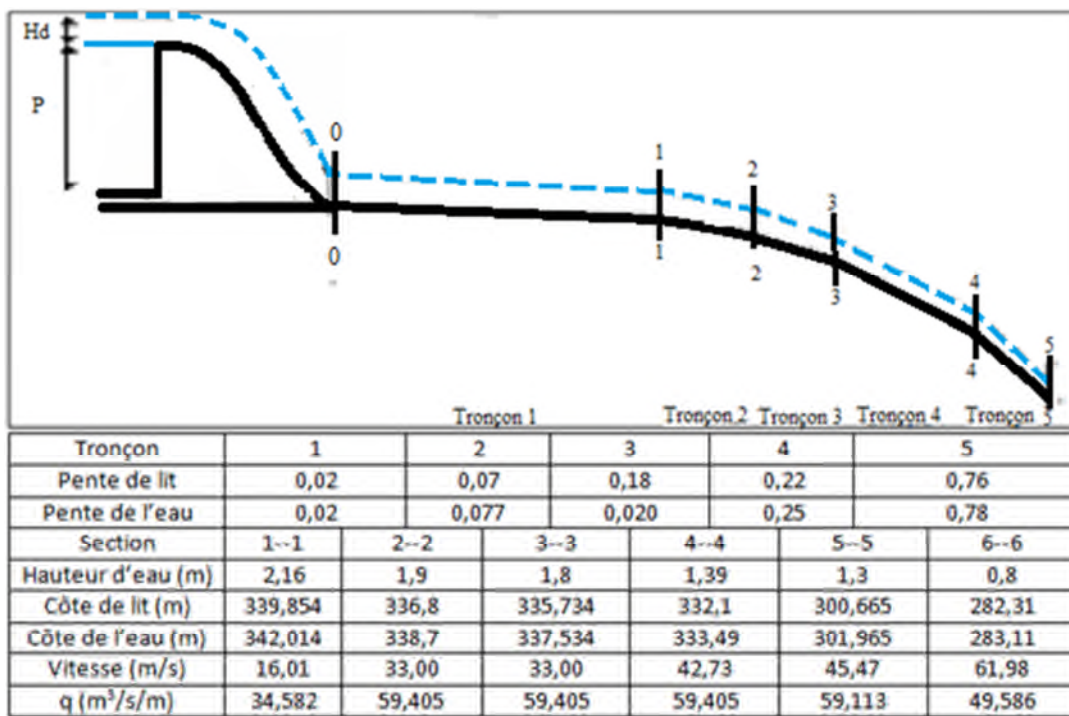


Figure III.13 : Profil en long hydraulique de l'évacuateur actuel [35].

Avec :

q : Débit spécifique.

P : Pente de déversoir.

H<sub>d</sub> : Lamé d'eau sur déversoir.

H : Hauteur d'eau dans le canal.

## V. Principe de surélévation du barrage Al Izdihar

Du fait de l'envasement, la capacité du réservoir du barrage Al Izdihar à Sidi-Abdelli, initialement de 110 millions de  $m^3$  et actuellement 106 millions de  $m^3$  et elle continue à diminuer au taux moyen d'environ de 0,6 millions de  $m^3$  par an.

On se propose de rehausser le niveau du plan d'eau par surélévation du déversoir tout en maintenant la cote CPHE selon le projet initial. Cette décision permet la sauvegarde de la revanche du barrage sans avoir recours à la surélévation de la digue.

La surélévation du plan d'eau de 5 m de hauteur permet de porter la capacité du barrage à 142,5  $Hm^3$ , soit un volume supplémentaire de 36,5  $Hm^3$ . Cette surélévation ne concerne que la cote de la retenue normale CRN et ne modifie en rien la cote des plus hautes eaux (CPHE).

La figure III.14 donne les courbes caractéristiques de remplissage du barrage où :

ACRN : Actuelle cote retenue normale.

NCRN : Nouvelle cote retenue normale.

CPHE : Côte plus hautes eaux.

$V_s$  : Volume supplémentaire du réservoir après surélévation.

$S_I$  : Surface inondé.

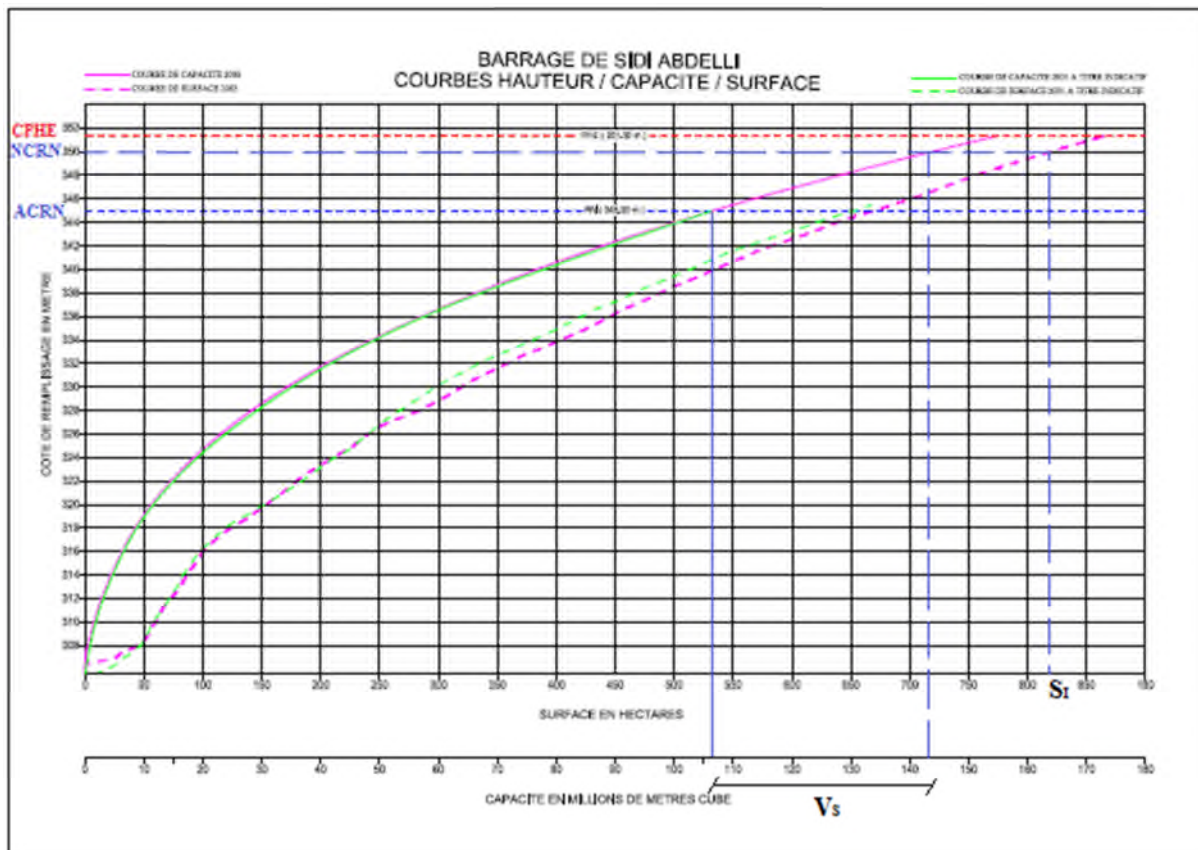


Figure III.14 : Courbes caractéristiques de remplissage du barrage Sidi-Abdelli.

## VI. Variantes de surélévation

En raison de la complexité des régimes d'écoulement à attendre au droit du nouveau déversoir, toutes les variantes de surélévation devaient en principe être testées sur modèle réduit. La préoccupation primordiale est de conserver avant que possible les différentes composantes de l'évacuateur de crue et de proposer un assainissement quand c'est nécessaire.

### VI.1. Surélévation par vannes

#### VI.1.1. Considération de conception

Cette variante suppose la transformation de l'évacuateur actuel constitué d'un déversoir à seuil libre en l'installation des vannes mobiles type « segment ». La différence entre le nouveau niveau d'exploitation normale (350,00 NGA) et le niveau des PHE (351,30 NGA) doit, pour des raisons de commande des vannes être au moins de 0,3 à 0,5. La côte supérieure des vannes ne doit dépasser 350,80 (NGA). Il peut être envisagé 03 passes déversantes. Ces 03 passes exigent deux piles intermédiaires qui réduiront la largeur déversante. L'installation des vannes, pour ces raisons, doit être opérée dans la zone amont du seuil creager (zone la plus large de l'évacuateur).

Tout fois, la présence de l'ouvrage d'art sur la crête du barrage (dérivation du CW menant à Aghlal) constitue une contrainte majeure pour l'installation des vannes.

#### VI.1.2. Considération de comportement de l'évacuateur

Au niveau du dispositif d'auscultation du barrage, des repères extérieurs ont été placés sur les zones du barrage.

Pour l'évacuateur de crue, deux repères 10 et 50 permettent d'ausculter les déformations dans la zone de l'évacuateur en rive droite.

La figure III.15 montre la position des repères 10 et 50.

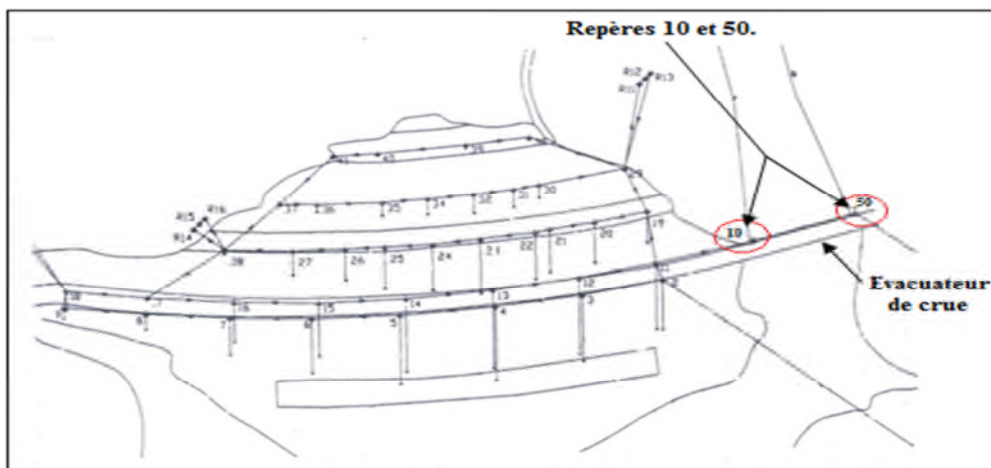


Figure III.15: Position des repères 10 et 50.

La figure III.16 illustre l'évolution des tassements de ces repères.

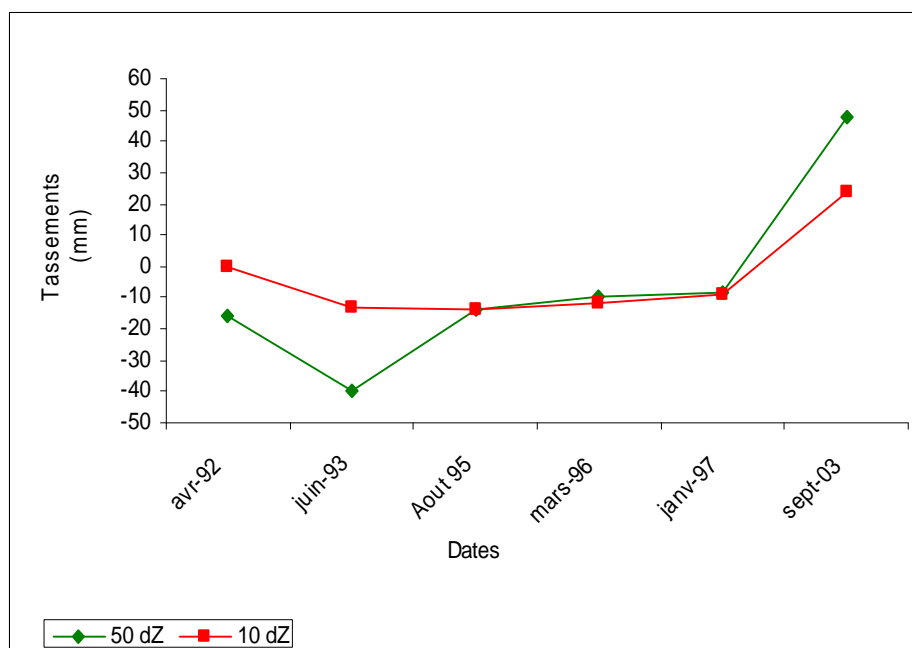


Figure III.16 : Déplacement des repères 10 et 50 (Avril 1992 – septembre 2003).

Le comportement particulier des repères 10 et 50 est à signaler. Les chroniques montrent un soulèvement de ces repères. Toutefois, il à été constaté lors des multiples visites des désordres sur le bajoyer droit se traduisant par l'apparition de joints évolutifs des plots.

L'installation des vannes dans cette zone est à éviter tenant compte de l'instabilité des déplacements. L'ensemble des critères évoqués précédemment, combinés aux difficultés et contraintes d'exploitation des vannes, militent pour le rejet de cette variante.

## VI.2. Surélévation par ouvrage fixe à évacuateur libre

La construction d'un nouveau déversoir par becs de canard permet d'évacuer les crues par écoulement libre, et en conservant la géométrie de l'évacuateur en aval du seuil Creager.

L'objectif recherché était d'augmenter la longueur déversante afin de pouvoir :

- D'une part évacuer la totalité du débit de la crue de projet,
- D'autre part, de minimiser d'avantage la charge sur le déversoir étant donné que l'indépendance entre charge et longueur déversante est directe, et qu'on est conditionnée par une côte de surélévation maximale.

## VII. Surélévation de l'évacuateur de crue par becs de canard

La surélévation du plan d'eau à 351,00 m ne s'applique qu'au niveau de la retenue normale, elle n'aucune influence sur la côte des PHE située à 351,30 m. Le radier du canal de fuite

existant devra, dans la mesure du possible en aval et en amont de niveau de surélévation conserver sa côte actuelle.

**VII.1. Détermination de la longueur déversante**

Les dimensions pour chaque bec peuvent être évaluées ainsi :

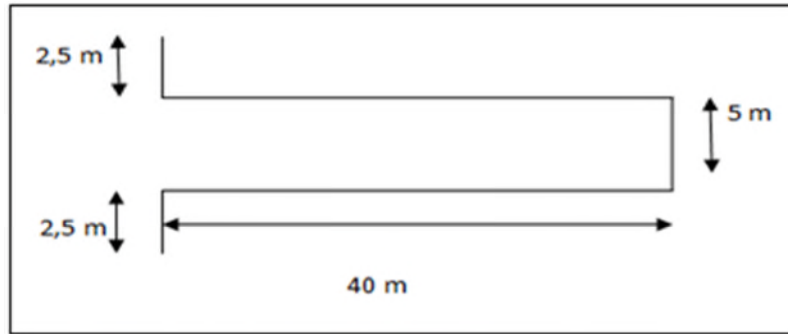


Figure III.17 : Géométrie des becs.

Les nouvelles données de surélévation sont :

- Q = 3 000 m<sup>3</sup>/s.
- Côte plan d'eau 351,3 m.

Déterminons la longueur déversante pour le cas exceptionnel Q = 3 000 m<sup>3</sup>/s et la côte du plan d'eau de 351,3 m.

Les becs sont arasés à la côte 350 m, pour cela la charge sur la crête des becs est de 1 m.

$$Q = m \cdot B \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.29)$$

Donc

$$B = \frac{Q}{m \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}} \dots\dots\dots(III.30)$$

H = 1m, Q = 3 000 m<sup>3</sup>/s, le coefficient de débit pour ce type de déversoir est :

$$m = \frac{Q}{B \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2}} \dots\dots\dots(III.31)$$

m = 0,47

Le nombre de becs sera donné par :

$$N = B/b \dots\dots\dots(III.32)$$

Où b est la longueur déversante pour chaque bec.

b = 5 + 40x2 + 2,5x2 = 90 m et 4 m de la longueur totale du déversoir pour les deux vannes extrêmes.

Tableau III.15: Variation de la longueur déversante en fonction de nombre de becs.

B (m)	4071,86	1437,03	780,399	360,56	216,08	124,89
Nbr de becs	45	16	9	4	3	2

La figure III.18 donne la relation entre le nombre de becs et la longueur totale déversante.

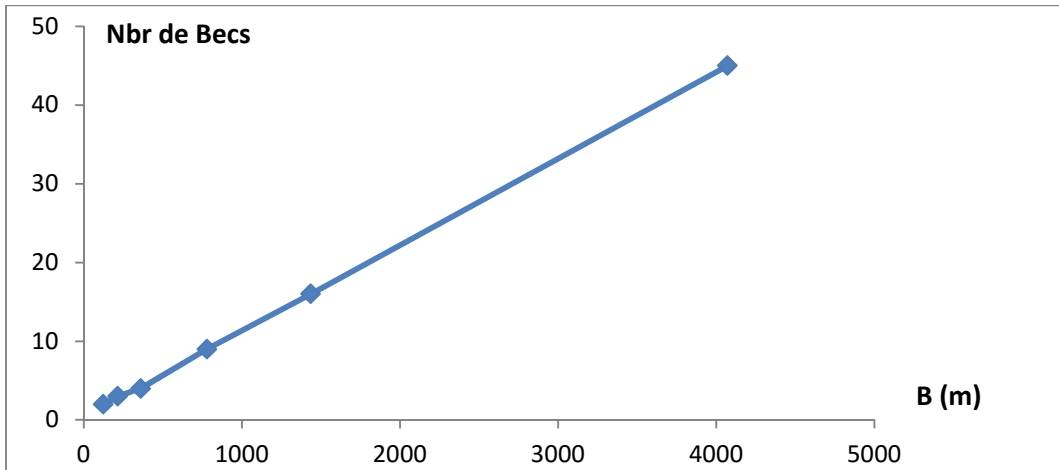


Figure III.18 : Variation de la longueur déversante en fonction de nombre de bec.

### VII.2. Conjugaison des paramètres de déversement

Le calcul de conjugaison  $Q = f(B,H)$  est donné au niveau du tableau III.16.

Tableau III.16 : conjugaison de déversement.

H (m)	m	B (m)	Q (m <sup>3</sup> /s)
0,3	0,47	1437,03	491,580
0,6	0,47	1437,03	1390,4
0,9	0,47	1437,03	2554,329
1	0,47	1437,03	2991,666
1,2	0,47	1437,03	3932,647
1,3	0,47	1437,03	4434,332

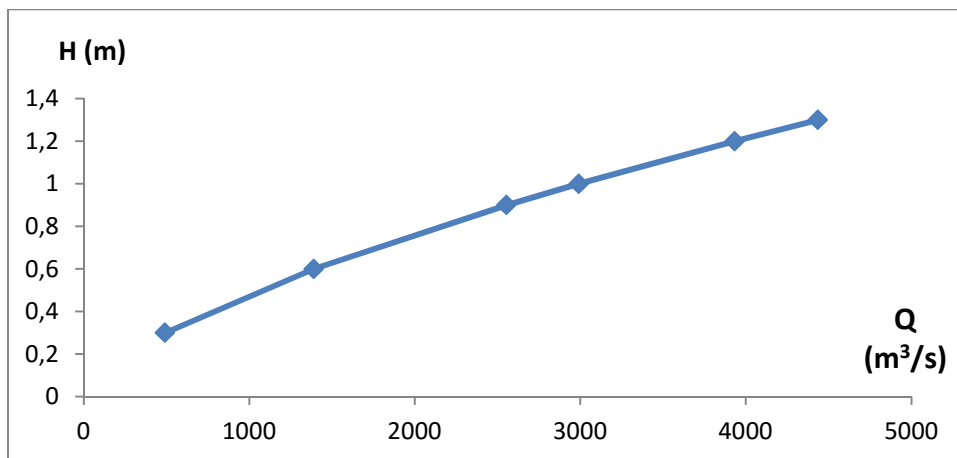


Figure III.19 : Variation du débit d'évacuation des becs en fonction des charges déversantes.



**VII.3. Définition de la charge sur les becs**

Déterminations la charge sur le déversoir pour un débit de calcul de 3 000 m<sup>3</sup>/s.

$$B = \frac{Q}{m \cdot \sqrt{2 \cdot g} \cdot H^{3/2}} \dots \dots \dots \text{(III.33)}$$

Tableau III.17 : Variation de la longueur déversante en fonction de la charge sur les becs.

B (m)	4075,86	1441,03	784,399	364,56	220,08	128,89
H (m)	0,5	1	1,5	2,5	3,5	5

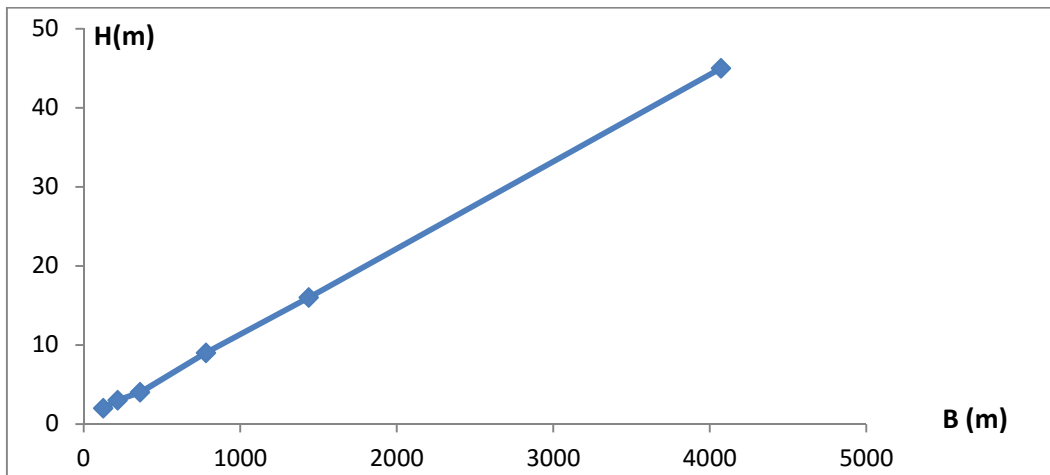


Figure III.20 : Variation de la longueur déversante en fonction de la charge d'eau, Q = 3 000 m<sup>3</sup> /s.

Le débit à évacuer pour chaque bec sera :

$$q = Q / N \dots \dots \dots \text{(III.34)}$$

Donc la charge sur le déversoir sera donnée par :

$$H = \left( \frac{q}{m \cdot b \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} \dots \dots \dots \text{(III.35)}$$

Tableau III.18 : variations des débits unitaires des becs en fonction de H, Q= 3 000m<sup>3</sup> /s.

q (m <sup>3</sup> /s/bec)	66,66	187,5	333,33	750	1000	1500
H(m)	0,5	1	1,5	2,5	3,5	5

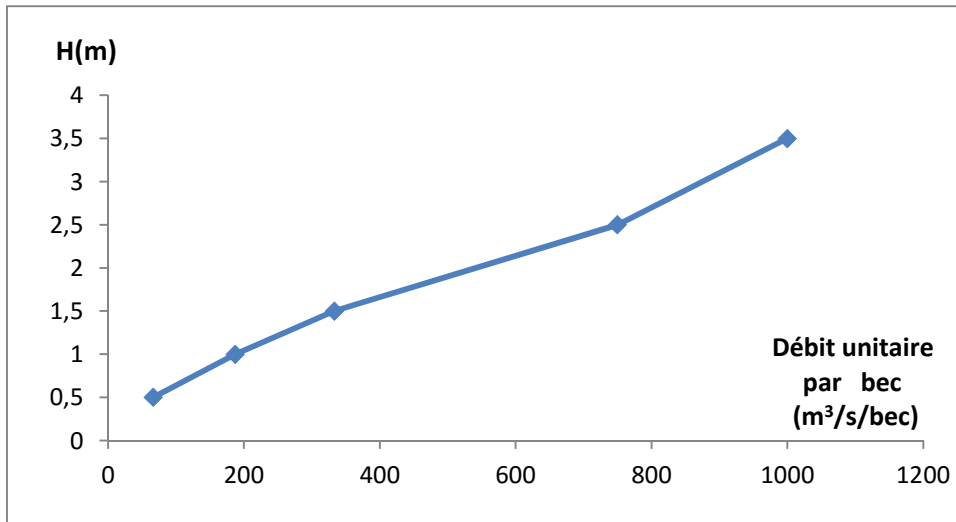


Figure III.21 : Capacité de décharge des bacs en fonction des charges d'eau.

#### VII.4. Profil des bacs

La figure III.22 donne les dispositions géométriques des bacs.

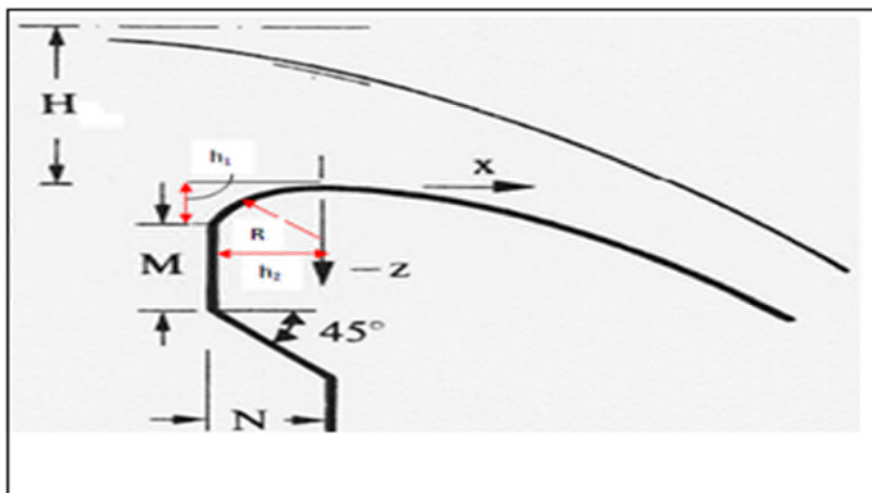


Figure III.22 : Dispositions géométriques des bacs.

Avec :

$$R = 0.4 H \dots \dots \dots \text{(III.36)}$$

$$h_1 = 0.12 H \dots \dots \dots \text{(III.37)}$$

$$h_2 = 0.3 H \dots \dots \dots \text{(III.38)}$$

Il est recommandé  $M/N > 0.5$   $M/H \geq 0.6$

R = 0,4 m	$h_1 = 0,12$ m	$h_2 = 0,3$ m	M = 0,6 m	N = 1,2 m
-----------	----------------	---------------	-----------	-----------

**VII.5. Calculs hydrauliques de la variante de surélévation**

La vitesse dans les becs V :

$$V = (2 \cdot g \cdot H)^{1/2} \dots\dots\dots(III.39)$$

V = 4,429 m/s.

La chute Z entre le niveau de la retenue et celui dans la cuvette du bec et donnée par :

$$Z = \left( \frac{V}{0,95 \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right) \dots\dots\dots(III.40)$$

Z = 1,05 m.

Décomposant les becs en huit (8) sections espacées de 5 m.

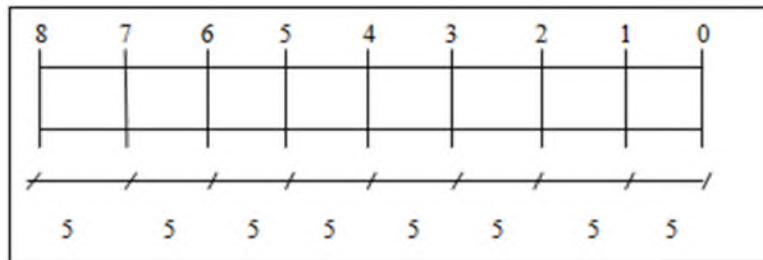


Figure III.23 : Le bec divisé en huit sections.

La surface mouillée pour chaque section est donnée par :

$$S_m = Q_n / V \dots\dots\dots(III.41)$$

Où Q<sub>n</sub> est le débit traversant chaque section.

$$Q_n = m \cdot b_n \cdot \sqrt{2g} \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots(III.42)$$

Où b<sub>n</sub>, la longueur déversante allant de la section 0—0 jusqu'à la section considérée.

- La profondeur d'eau pour chaque section est :

$$H_n = S_m / b \dots\dots\dots(III.43)$$

Où b est la largeur du bec b = 5m.

- Le rayon hydraulique pour chaque section est :

$$R_n = S_m / (b + 2 \cdot H_n) \dots\dots\dots(III.44)$$

- La pente hydraulique pour chaque section :

$$I_n = \frac{V^2 n^2}{R_n^{4/3}} \dots\dots\dots(III.45)$$

Où n est le coefficient de MANNING = 0,012.

- La pente hydraulique dans le bec est :

$$I_{moy} = (\sum I_n) / 8 \dots\dots\dots(III.46)$$

- La perte de charge entre les sections est :

$$\Delta Z_n = I_{moy} \cdot L_n \dots\dots\dots(III.47)$$

Où L<sub>n</sub> désigne la longueur entre sections = 5m.

- La côte de la surface libre pour chaque pour chaque section est donnée par :

$$\nabla S_L = N_0 - \sum z_n \dots \dots \dots (III.48)$$

Où  $\sum z_n$  désigne la valeur cumulée de  $\Delta Z$ .

$$N_0 = RN - Z \dots \dots \dots (III.50)$$

Où RN est la côte de la retenue.

- La côte du lit pour chaque section est donnée par :

$$\nabla \text{Lit} = S_L - H_n \dots \dots \dots (III.51)$$

Les calculs pour la vitesse  $V = 4,429$  m/s dans les becs sont donnés dans le tableau III.19 :

Tableau III.19 : Calculs des paramètres hydrauliques dans la zone de déversement.

Section	$b_n$ (m)	$Q_n$ (m <sup>3</sup> /S)	$S_m$ (m <sup>2</sup> )	$H_n$ (m)	$P_m$ (m)	$R_h$ (m)
1—1	15	31,227	7,050	1,410	7,820	0,901
2—2	25	52,046	11,751	2,350	9,700	1,211
3—3	35	72,864	16,451	3,290	11,58	1,420
4—4	45	93,682	21,152	4,230	13,460	1,571
5—5	55	114,501	25,852	5,170	15,341	1,685
6—6	65	135,319	30,553	6,110	17,221	1,774
7—7	75	156,138	35,253	7,050	19,101	1,845
8—8	85	176,956	39,954	7,990	20,981	1,904

$I_n$	Imoy	$\Delta Z$ (m)	Somme $\Delta Z$ (m)	côte $S_L$ (m)	côte du lit (m)
0,0032	0,0032	0,01621	0,01621	348,933	347,52
0,0021	0,0027	0,01357	0,02979	348,920	346,569
0,0017	0,00197	0,00989	0,03968	348,910	345,61
0,0015	0,00165	0,00828	0,04796	348,902	344,671
0,0014	0,00147	0,00738	0,05535	348,894	343,724
0,0013	0,00136	0,00680	0,06216	348,887	342,77
0,0012	0,00128	0,00640	0,06857	348,881	341,830
0,00119	0,00122	0,00611	0,07468	348,875	340,884

La figure III.24 schématise le profil en long géométrique de la structure de surélévation.

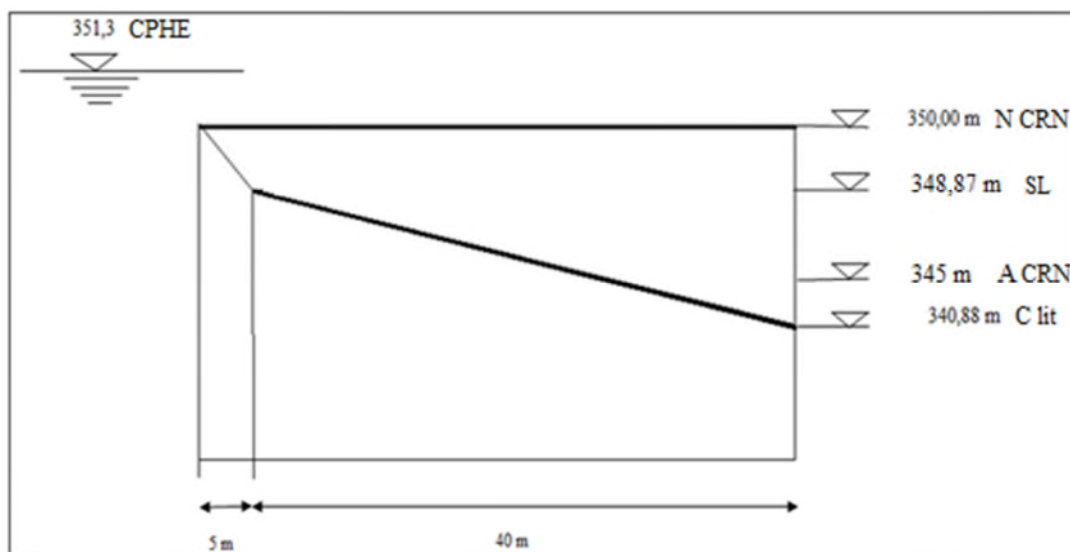


Figure III.24 : Profil en long géométrique de la structure de la surélévation.

N CRN : Nouvelle côte de retenue normale.

A CRN : Ancienne côte de retenue normale.

C lit : Côte de lit.

CPHE : Côte des plus hautes eaux.

Tenant compte de la pente du radier des becs la côte finale du lit s'établit à 340,88 m. Ceci exige de raser le seuil déversante de 4,12 m.

#### VII.6. Vitesses et hauteurs d'eau au niveau des becs

Le tableau III.20 donne la variation des vitesses et tirants d'eau dans différentes sections des becs.

Tableau III.20 : Variation des vitesses en fonction des hauteurs d'eau.

H (m)	1,41	3,29	4,23	5,17	7,99
V (m/s)	5,26	8,03	9,11	10,07	12,52

### VIII. Vérification du comportement hydraulique de l'évacuateur des crues avec structure de surélévation

Dans l'objectif de vérifier le comportement de l'évacuateur de crue avec l'intégration de la structure de surélévation, il a été impératif de dresser l'ensemble des calculs hydrauliques dans différentes zones de l'ouvrage d'évacuation.

### VIII.1. Calculs hydrauliques du 1<sup>er</sup> tronçon

Le tableau III.21 donne les détails de calculs hydrauliques du 1<sup>er</sup> tronçon du canal d'évacuation

$I = 0,02$ .

$L = 161,75$  m.

Tableau III.21 : Calculs hydrauliques du tronçon 1,  $I = 0,02$ .

B (m)	H(m)	$P_m(m)$	$S_m(m^2)$	$R_h(m)$	C	I	$K (m^3/s)$
89	7,99	104,98	711,11	6,77	114,62	2%	212149,66
81,5	6,85	95,2	558,275	5,86	111,90	2%	151289,14
74,75	5,71	86,17	426,8225	4,95	108,80	2%	103353,9
67,5	4,57	76,64	308,475	4,02	105,10	2%	65045,16
60,5	3,43	67,36	207,515	3,08	100,52	2%	36612,821
53,75	2,29	58,33	123,0875	2,11	94,37	2%	16875,13
50,5	1,15	52,8	58,075	1,09	84,66	2%	5156,77

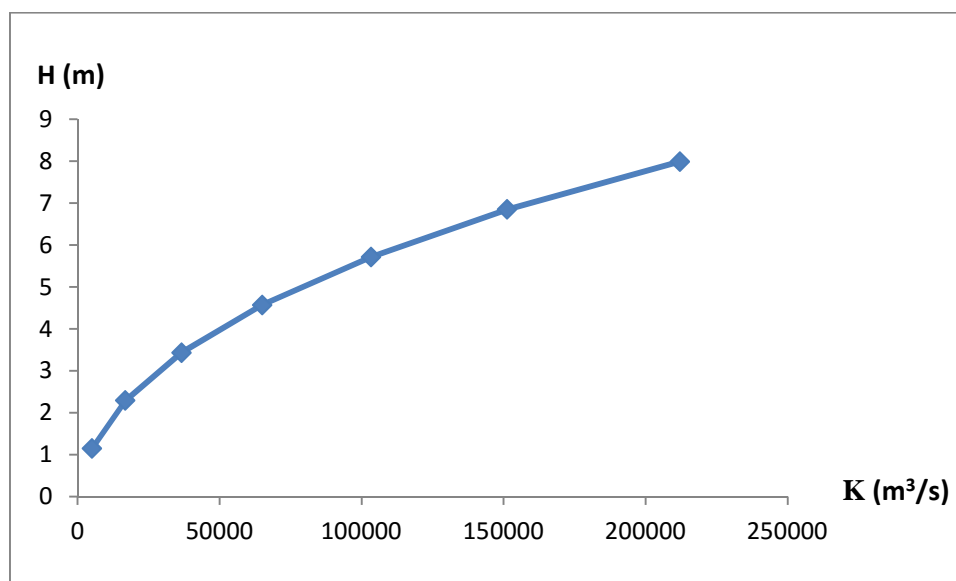


Figure III.25 : Calcul de tirant d'eau en fin du 1<sup>er</sup> tronçon,  $I = 0,02$ .

Pour  $k = 21\ 276,59$  m<sup>3</sup>/s,  $H = 2,6$  m.

### VIII.2. Calculs hydrauliques du 2<sup>ème</sup> tronçon

Le tableau III.22 donne les détails de calculs hydrauliques du 2<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation

$I = 0,07$ .

$L = 15$  m.

Tableau III.22 : Calculs hydrauliques du tronçon 2,  $I = 0,07$ .

B (m)	H (m)	$P_m$ (m)	$S_m$ (m <sup>2</sup> )	$R_h$ (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
50,5	2,6	55,7	131,3	2,35	96,13	7%	19380,12
50,5	2,08	54,66	105,04	1,92	92,91	7%	13529,97
50,5	1,56	53,62	78,78	1,46	88,85	7%	8484,52
50,5	1,04	52,58	52,52	0,99	83,31	7%	4373,33
50,5	0,52	51,54	26,26	0,50	74,47	7%	1395,98

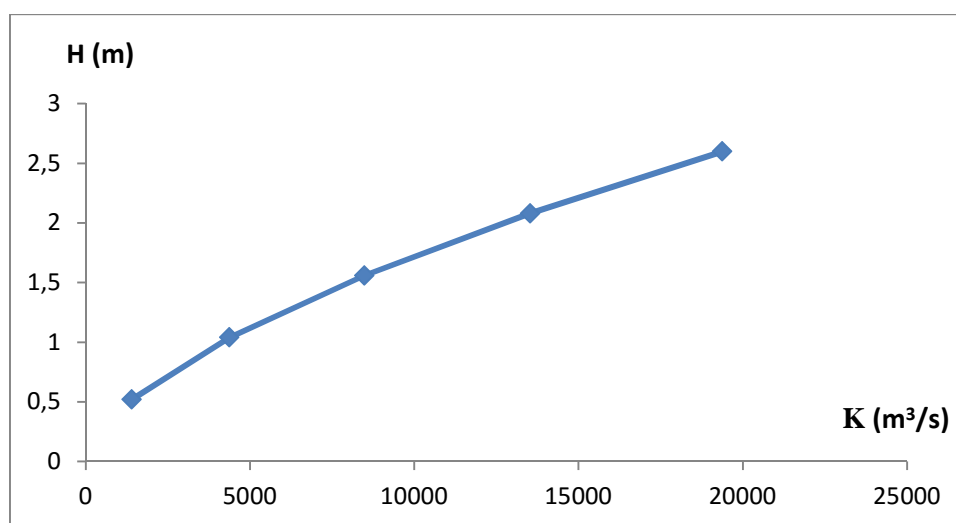


Figure III.26 : Calcul de tirant d'eau en fin du 2<sup>ème</sup> tronçon,  $I = 0,07$ .

Pour  $K = 11363,63$  m<sup>3</sup>/s,  $H = 1,9$  m.

### VIII.3. Calculs hydrauliques du 3<sup>ème</sup> tronçon

Le tableau III.23 donne les détails de calculs hydrauliques du 3<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation

$I = 0,18$ .

$L = 20$  m.

Tableau III.23 : Calculs hydrauliques du tronçon 3,  $I = 0,18$ .

B (m)	H (m)	$P_m$ (m)	$S_m$ (m <sup>2</sup> )	$R_h$ (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
50,5	1,9	54,3	95,95	1,76	91,62	18%	11686,75
50,5	1,52	53,54	76,76	1,43	88,49	18%	8133,13
50,5	1,14	52,78	57,57	1,09	84,54	18%	5083,53
50,5	0,76	52,02	38,38	0,73	79,21	18%	2611,44
50,5	0,38	51,26	19,19	0,37	70,74	18%	830,66

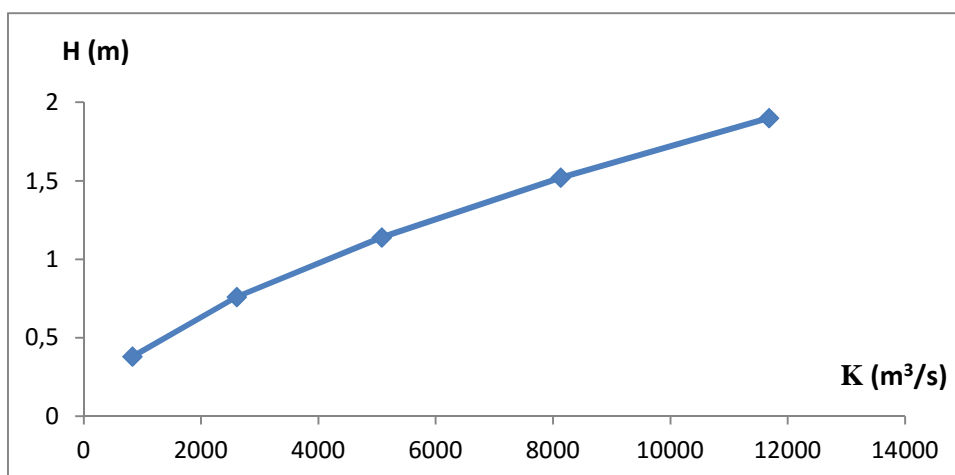


Figure III.27 : Calcul de tirant d'eau en fin du 3<sup>ème</sup> tronçon,  $I = 0,18$ .

Pour  $K = 7075,47 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $H = 1,4 \text{ m}$ .

#### VIII.4. Calculs hydrauliques du 4<sup>ème</sup> tronçon

Le tableau III.24 donne les détails de calculs hydrauliques du 4<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation

$I = 0,22$ ,  $L = 124,25$ .

Tableau III.24 : Calculs hydrauliques du tronçon 4,  $I = 0,22$ .

B (m)	H (m)	$P_m$ (m)	$S_m$ ( $\text{m}^2$ )	$R_h$ (m)	C	I	$K$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
50,5	1,4	53,3	70,7	1,32	87,35	0,22	7112,67
50,5	1,1	52,7	55,55	1,05	84,06	0,22	4794,59
50,5	0,8	52,1	40,4	0,77	79,87	0,22	2841,59
50,5	0,5	51,5	25,25	0,49	73,99	0,22	1308,32
53,75	0,3	54,35	16,125	0,29	68,05	0,22	597,74
56	0,1	56,2	5,6	0,09	56,74	0,22	100,30

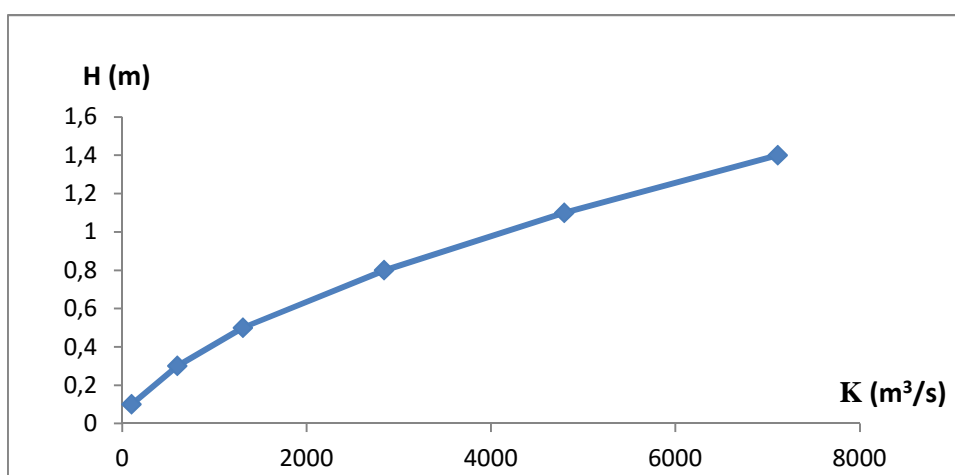


Figure III.28 : La Calcul de tirant d'eau en fin du 4<sup>ème</sup> tronçon, pour  $I = 0,22$ .



Pour  $K = 6396,58 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $H = 1,3 \text{ m}$ .

**VIII.5. Calculs hydrauliques du 5<sup>ème</sup> tronçon**

Le tableau III.25 donne les détails de calculs hydrauliques du 5<sup>ème</sup> tronçon du canal d'évacuation

$I = 0,76$ .

$L = 24 \text{ m}$ .

Tableau III.25 : Calcul hydraulique du tronçon 5,  $I = 0,76$ .

B (m)	H (m)	$P_m$ (m)	$S_m$ (m <sup>2</sup> )	$R_h$ (m)	C	I	K (m <sup>3</sup> /s)
56,5	1,3	59,1	73,45	1,24	86,40	0,76	7075,33
56,75	1	58,75	56,75	0,96	82,85	0,76	4621,21
57,25	0,7	58,65	40,075	0,68	78,20	0,76	2590,77
58,25	0,4	59,05	23,3	0,39	71,36	0,76	1044,55
60	0,2	60,4	12	0,19	63,65	0,76	340,48
60,5	0,1	60,7	6,05	0,099	56,74	0,76	108,38

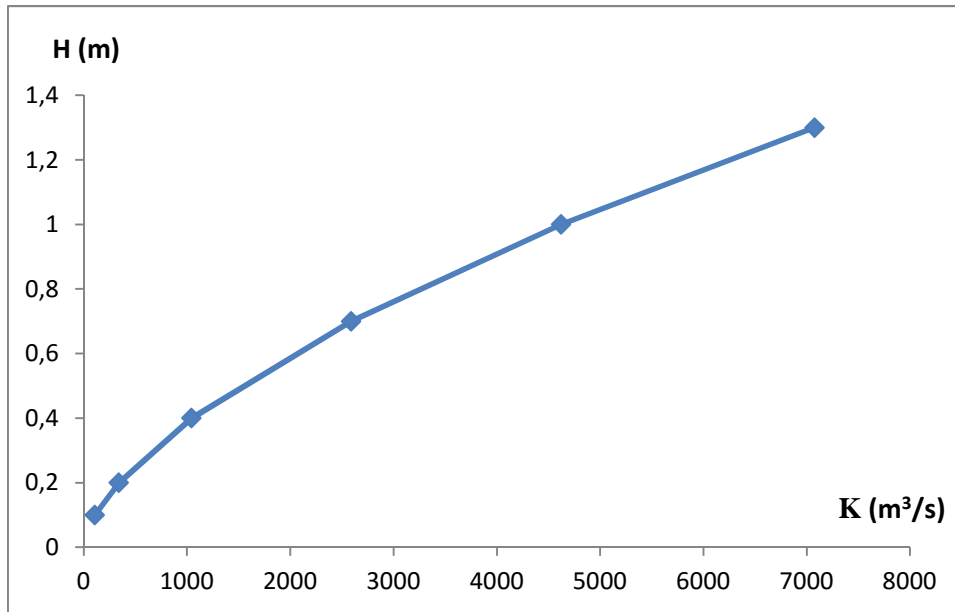


Figure III.29 : Calcul de tirant d'eau en fin du 5<sup>ème</sup> tronçon, pour  $I = 0,76$ .

Pour  $K = 3448,27 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $H = 0,8 \text{ m}$ .

A fin de récapituler les résultats des calculs hydrauliques sur les différents tronçons, le tableau III.26 résume les caractéristiques des tronçons de l'évacuateur.

Tableau III.26 : Caractéristiques des Tronçon d'évacuateur.

Tronçons	Pente	Sections	Longueur des tronçons (m)
1	0,02	1—9	161,75
2	0,07	9—10	15
3	0,18	10—11	20
4	0,22	11—17	124,25
5	0,76	17—18	24

Le tableau III.27 synthétise l'ensemble des paramètres hydrauliques de l'évacuateur de crue rehaussé.

Tableau III.27 : Paramètres hydrauliques de l'évacuateur rehaussé [36].

Tronçon	Section	Côte du lit	La pente du canal	La hauteur d'eau	Côte de l'eau	B (m)	Vitesse (m/s)	Q	Fr
1	1—1	340,88	0,02	7,99	348,933	86,75	4,87	34,58	0,58
	2—2	339,45	0,02	6,9	346,35	80,75	5,38	37,15	0,65
	3—3	339,05	0,02	6,1	345,15	74,5	6,60	40,26	0,85
	4—4	338,65	0,02	5,5	344,15	68,5	7,96	43,79	1,08
	5—5	338,25	0,02	5	343,25	62,5	9,6	48	1,37
	6—6	337,85	0,02	4,3	342,15	56,5	12,34	53,09	1,90
	7—7	337,46	0,02	3,7	341,16	51,5	15,74	58,25	2,61
	8—8	337,07	0,02	3	340,07	50,5	19,80	59,40	3,65
	9—9	336,8	0,07	2,6	339,4	50,5	22,84	59,40	4,52
2	10--10	335,73	0,18	1,9	337,63	50,5	31,26	59,40	7,24
3	11--11	332,1	0,22	1,4	333,5	50,5	42,43	59,40	11,44
4	12--12	327,7	0,22	1,39	329,09	50,5	42,73	59,40	11,57
	13--13	323,3	0,22	1,37	324,67	50,5	43,36	59,40	11,82
	14--14	318,9	0,22	1,35	320,25	50,5	44,00	59,40	12,09
	15--15	314,5	0,22	1,33	315,83	50,5	44,66	59,40	12,36
	16--16	310,1	0,22	1,31	311,41	50,5	45,34	59,40	12,64
	17--17	300,66	0,22	1,3	301,96	50,75	45,47	59,11	12,73
5	18--18	282,31	0,76	0,8	283,11	60,5	61,98	49,58	22,12

### VIII.6. Tracé de la ligne d'eau le long de l'évacuateur avec la structure de Surélévation

La figure III.30 représente le profil en long de la ligne d'eau de l'évacuateur rehaussé.

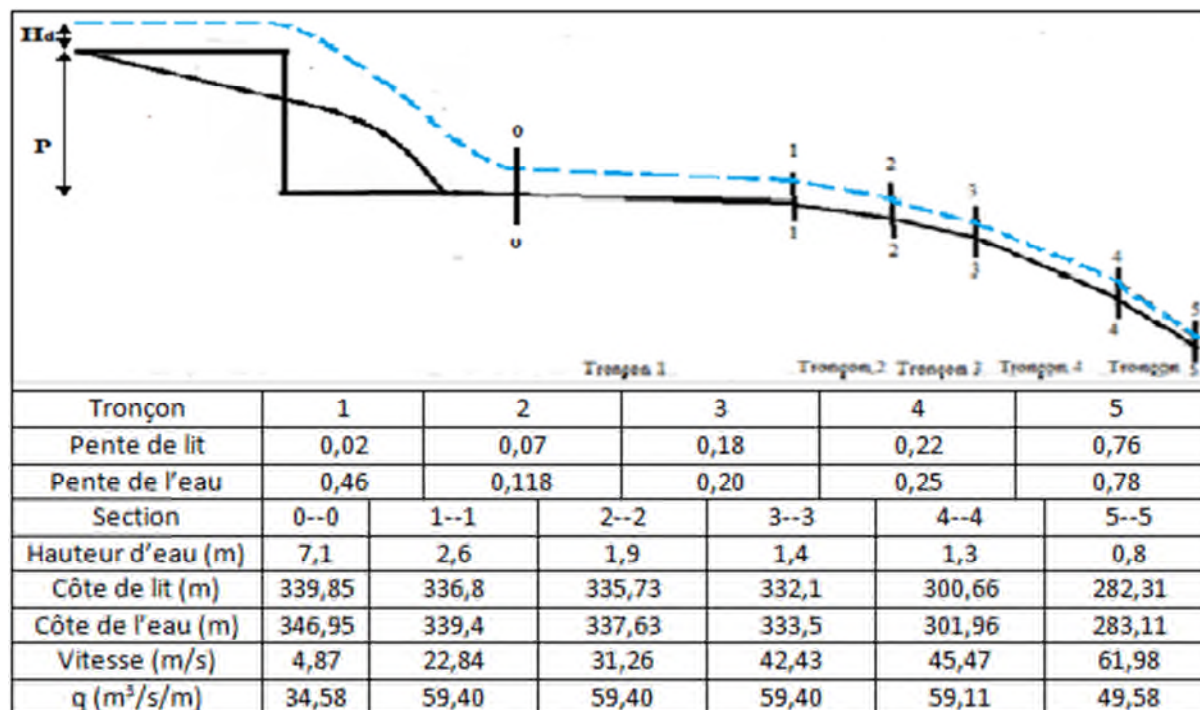


Figure III.30: Allure de la ligne d'eau de l'évacuateur avec la structure de surélévation [35].

Dans le but d'évaluer l'impact de la surélévation sur le comportement hydraulique de l'évacuateur, le tableau III.28 donne une comparaison entre les paramètres hydrauliques au niveau de l'évacuateur actuel et celui rehaussé.

Tableau III.28 : Comparaison entre les paramètres hydraulique au niveau de l'évacuateur actuel et celui rehaussé [36].

Evacuateur de crue	Evacuateur actuel					Evacuateur rehaussé				
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	T <sub>4</sub>	T <sub>5</sub>
Tronçon										
Paramètres										
H <sub>p</sub> (m)	2,16					7,99				
H (m)	1,9	1,8	1,39	1,3	0,8	2,6	1,9	1,4	1,3	0,8
V (m/s)	31,26	33,00	42,73	45,47	61,98	22,84	31,26	42,43	45,47	61,98
F <sub>r</sub>	7,24	7,85	11,57	12,73	22,12	4,52	7,24	11,44	12,73	22,12
q (m <sup>3</sup> /s/m)	59,40	59,40	59,40	59,11	49,58	59,40	59,40	59,40	59,11	49,58

H<sub>p</sub> : Hauteur d'eau au pied aval de déversoir.

H : Hauteur d'eau afin du tronçon.

V : Vitesse en (m/s)

q : Débit unitaire en (m<sup>3</sup>/s/m).

F<sub>r</sub> : Nombre de Froud.

## XI. Calculs hydrauliques des vannes

Les vannes prévues sont 2 vannes du type : « vannes segment », se comportent comme de déversoirs à seuil épais. Ces deux vannes ont été projetées pour les raisons suivantes :

- Créer un accès au coursier de l'évacuateur.
- Vidanger le niveau d'eau sous les becs pour leur entretien ou réparation.

La longueur d'une vanne est de 2 m et de hauteur 6 m, le débit de l'évacuation pour une vanne :

$$Q = m. B. \sqrt{2. g. H} . H^{3/2}$$

Tableau III.29 : Calcul de débit des vannes en fonction de la hauteur d'eau.

H (m)	B (m)	M	Q (m <sup>3</sup> /s)
5,3	2	0,47	50,803
5,6	2	0,47	55,177
5,9	2	0,47	59,669
6	2	0,47	61,193
6,2	2	0,47	64,278
6,3	2	0,47	65,839

La figure III.31 donne la variation du débit unitaire des vannes en fonction des charges d'eau.

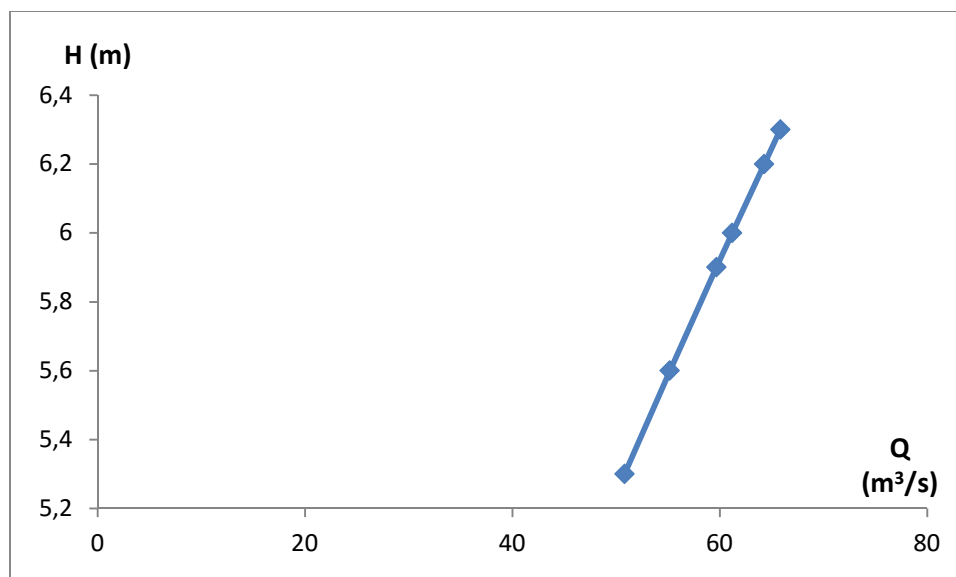


Figure III.31 : Calcul de débit unitaire des vannes fonction de la hauteur d'eau.

La figure III.32 résume la variation des débits d'évacuation pour les 02 situations :

- Fonctionnement des becs,
- Fonctionnement des becs avec les vannes extrêmes.

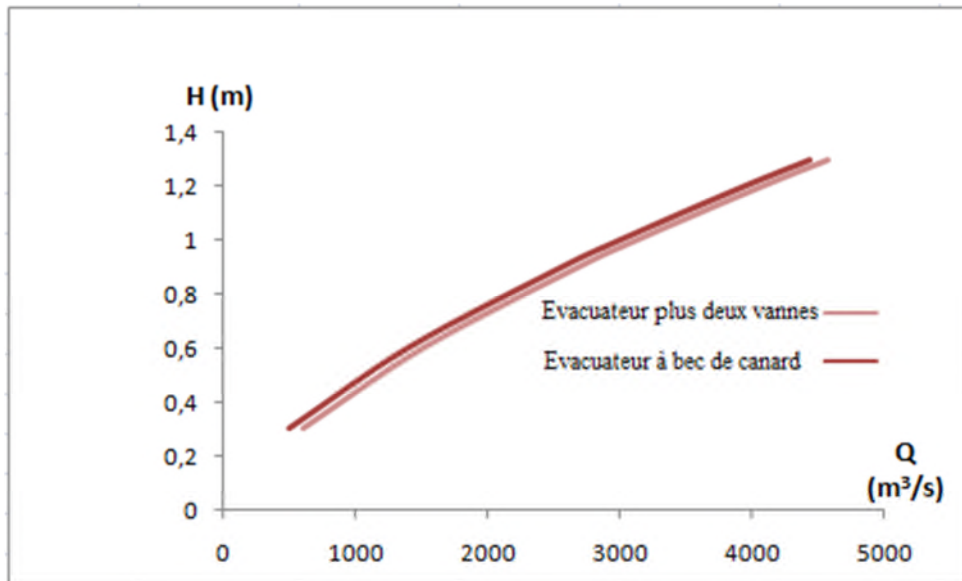


Figure III.32 : Variation de débit des bacs plus les deux vannes en fonction de la hauteur d'eau.

L'évacuateur de crue se compose de cinq tronçons, de pentes variables. La figure III.33 schématise la vue en plan de l'évacuateur rehaussé avec les caractéristiques des tronçons.

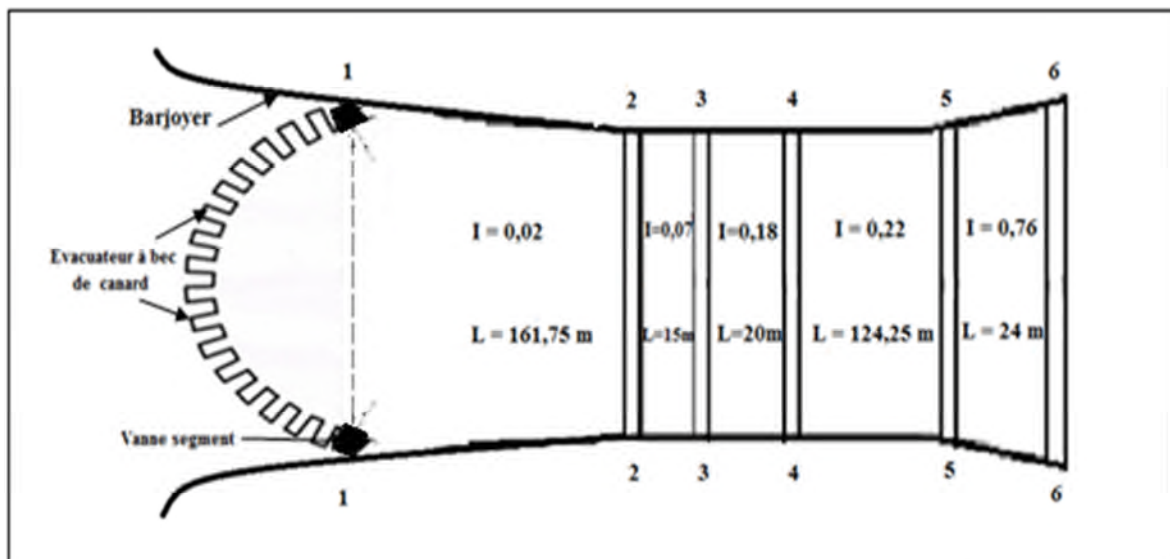


Figure III.33 : Vue en plans d'évacuateur de crue rehaussé [35].

La figure III.34 donne une comparaison entre les hauteurs d'eau au niveau de l'évacuateur actuel et celui rehaussé.

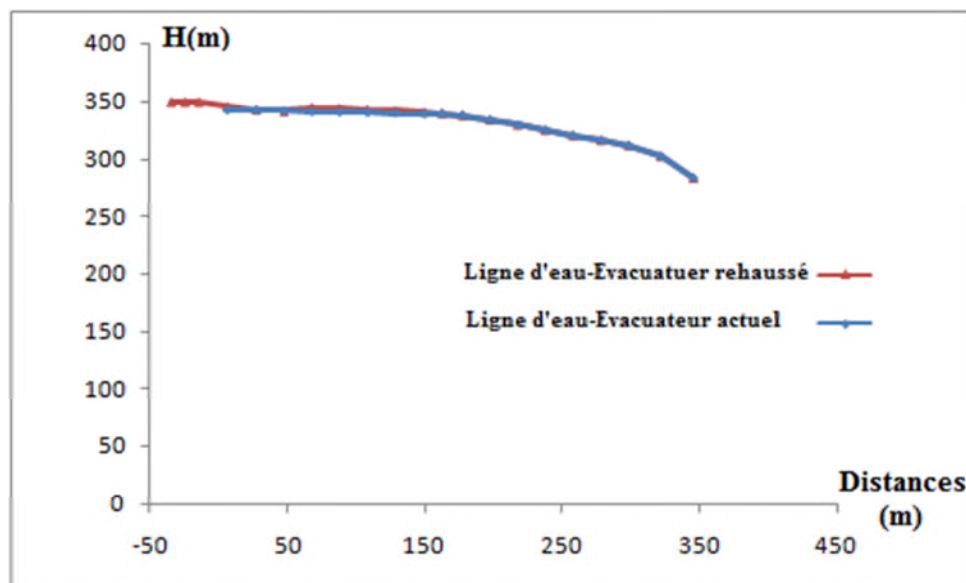


Figure III.34 : Comparaison entre les niveaux d'eau dans l'évacuateur actuel et rehaussé.

## X. Analyse des effets de la surélévation

Dans cette partie du travail, on s'efforcera de mettre en relief l'ensemble des conséquences induites par la surélévation du plan d'eau du barrage. Il est à rappeler que la préoccupation majeure s'articulait autour de la sauvegarde, autant que possible, de la géométrie de l'évacuateur avec des modifications peu significatives.

### X.1. Remplissage du lac

Par le rehaussement du plan d'eau de 5 m de hauteur ( de 345.00 NGA à 350.00 NGA), la capacité du réservoir est portée à 142,5 Hm<sup>3</sup>, soit un volume supplémentaire de 32,5 Hm<sup>3</sup>. Toutefois, la surface inondée du lac passe de 660 Ha (côte 345,00 NGA) à 819 Ha (côte 350,00 NGA). Il serait alors impératif de vérifier dans quelle mesure cette nouvelle côte du plan d'eau affectera, au niveau du lac, des inondations d'infrastructures ou autres.

### X.2. Inondation des ouvrages de l'aménagement

Pour ce volet, il a été vérifié les côtes d'inondation des différents ouvrages de l'aménagement qui peuvent être éventuellement affectés par le rehaussement du plan d'eau à la côte 350,00 NGA. Les ouvrages concernés sont :

- Chambre technique de la tour de prise,
- Tablier de l'ouvrage d'art sur la crête du barrage (dérivation du chemin de wilaya Sidi-Abdeli – Aghlal),
- Passerelle de liaison menant à la tour de prise.

Les côtes de calage de ces ouvrages s'établissent à la côte 353,00 NGA. Aucune inondation de ces ouvrages ne sera enregistrée avec la surélévation du plan d'eau du barrage.

### **X.3. Hauteur de l'organe d'étanchéité du barrage**

Le barrage de Sidi-Abdeli est un barrage zoné à noyau central. En terme d'infiltration au niveau du corps du barrage, le noyau central devra assurer une étanchéité au barrage en fonction de la nouvelle charge mobilisée dans le réservoir. La côte de calage de la crête du noyau s'établit à la côte 352,00 NGA ne pose aucune contrainte vis-à-vis des infiltrations.

### **X.4. Débit de drainage**

La vérification des capacités de décharge des drains du barrage et ses fondations en fonction de la charge d'eau supplémentaire de 5 m est indispensable.

### **X.5. Stabilité des talus du barrage**

Les pentes des talus du barrage respectivement de 1/2,5 amont et 1/2,2 aval avec des recharges amont (sables et gravier) et aval (sable-argile-silt) offrent de grandes possibilités de stabilité au glissement. Toutefois, une vérification de la stabilité des talus du barrage contre le glissement est recommandée dans les situations suivantes :

- Trajectoire de la ligne de saturation en relation avec la nouvelle poussée hydrostatique,
- Ecoulement permanent pour le talus aval,
- Vidange rapide pour le talus amont en fonction de la nouvelle charge d'eau dans le réservoir.

### **X.6. Temps de vidange du barrage**

Le débit maximum de la vidange de fond est  $Q = 96 \text{ m}^3/\text{s}$ . En fonction des volumes utiles dans le réservoir, le temps de vidange se résumant ainsi :

- Volume du réservoir à la côte CRN :  $110 \text{ Hm}^3$ ,
- Volume du réservoir à la côte CRN rehaussée :  $142,5 \text{ Hm}^3$ .

Les temps de vidange respectifs seront :

- $T_1 = 13,26$  jours. (Situation actuelle)
- $T_2 = 17,2$  jours. (Surélévation du barrage)

### **X.7. Stabilité du versant en rive gauche**

Au niveau de la vallée du barrage, sur la rive gauche, un versant d'environ  $1 \text{ Hm}^3$  de volume a enregistré dans le passé des signes d'instabilité. Ce versant est ausculté par des repères géodésiques afin de suivre les déformations.

Il serait impératif de procéder à une vérification de la stabilité de ce versant suite à la surélévation du plan d'eau à la côte 350,00 NGA ainsi que lors des vidanges éventuelles du réservoir. Il serait peut-être intéressant de procéder, d'ores et déjà, à la réalisation d'un réseau banquettes sur cette zone et de procéder au reboisement des paliers du versant.

### **X.8. Modification de la hauteur du déversoir Creager**

La côte du déversoir actuel est de 345,00. La surélévation du plan d'eau du barrage ainsi que les vérifications hydrauliques de l'évacuateur rehaussé par becs de canard ont débouchées sur l'évaluation de la pente du fond de la tranchée déversante des becs. La côte de ce fond à la tranchée déversante est 340,88 NGA. Afin d'assurer une continuité des écoulements et de les sauvegarder autant que possible similaires aux conditions de l'évacuateur initial, un rabaissement de la hauteur du déversoir à cette côte est obligatoire, soit une diminution de 4,12 m de hauteur.

### **X.9. Ouvrages de prise et de vidange du barrage**

Une adaptation de tous les équipements hydromécaniques du barrage est à rechercher. Toute fois, les vitesses à l'entrée des prises d'eau et au niveau de la galerie de vidange ont été évaluées.

*Tableau III.30: Comparaison des paramètres hydrauliques des équipements hydromécaniques avant et après la surélévation.*

Evacuateur actuel		Evacuateur rehaussé	
Vidange de fond (côte 304,00NGA)			
Vitesse à l'entrée	V = 28,36 m/s	Vitesse à l'entrée	V = 30,04 m/s
Prises d'eau			
1 <sup>er</sup> prise	V = 14 m/s	1 <sup>er</sup> prise	V = 17,15 m/s
1 <sup>er</sup> prise	V = 21,47 m/s	1 <sup>er</sup> prise	V = 23,64 m/s
1 <sup>er</sup> prise	V = 26,94 m/s	1 <sup>er</sup> prise	V = 28,70 m/s

### **X.10. Modification des hauteurs des bajoyers**

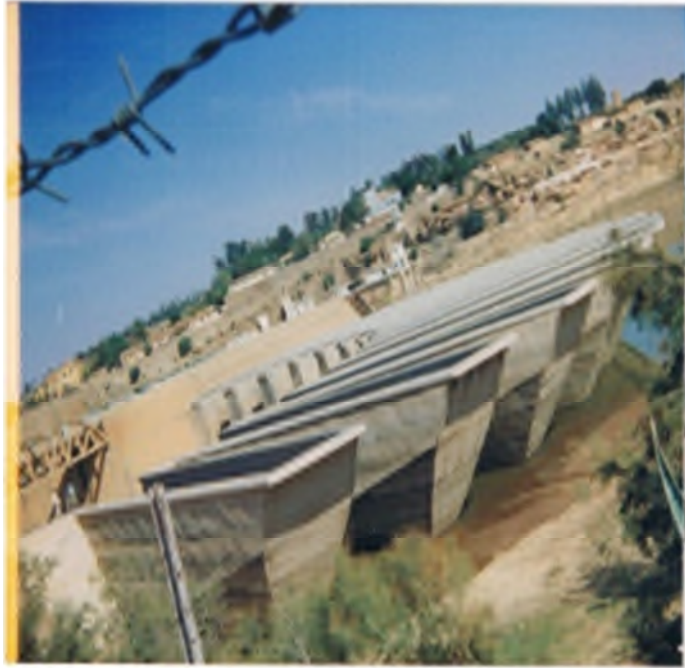
L'ensemble des calculs hydrauliques élaborés ont permis la comparaison de l'évolution des lignes d'eau avant et après surélévation du plan d'eau du barrage. La comparaison des hauteurs d'eau évaluées dans les deux cas exige la surélévation des bajoyers dans certaines zones.



Le tableau III.31 donne la surélévation des bajoyers de l'évacuateur après rehaussement du plan d'eau du barrage.

*Tableau III.31 : Surélévation des bajoyers de l'évacuateur après rehaussement du plan d'eau du barrage [36].*

Section	H Evacuateur actuel (m)	H Evacuateur Rehaussé (m)	Ecart
1—1	2,16	7,99	1,83
2—2	2,11	6,9	0,79
3—3	2,1	6,1	0
4—4	2,05	5,5	0
5—5	2	5	0
6—6	1,97	4,3	0
7—7	1,95	3,7	0
8—8	1,93	3	0
9—9	1,9	2,6	0
10--10	1,8	1,9	0
11--11	1,39	1,4	0
12--12	1,37	1,39	0
13--13	1,35	1,37	0
14--14	1,33	1,35	0
15--15	1,32	1,33	0
16--16	1,31	1,31	0
17--17	1,3	1,3	0
18--18	0,8	0,8	0



*Photo III.5 : Vue d'amont sur les bacs du barrage BAKHADDA.*



*Photo III.6 : Vue sur la cuvette d'un bec (Barrage BAKHADDA).*



*Photo III.7: Vue d'aval sur les becs avec zone du Creager (Barrage BAKHADDA).*

## **Conclusion**

La présente étude de faisabilité de la surélévation du plan d'eau du barrage a mise en évidence l'ensemble des paramètres liés à cette action. Le volume relativement important à emmagasiner, après surélévation, offre une opportunité capitale comparée aux conséquences de la surélévation.

La surélévation des plans d'eau des barrages, suite à des envasements accélérée des réservoirs constitue une alternative compétitive par rapport aux autres variantes liées au dragage et / ou protection des bassins versants à l'amont. Toute fois, l'évaluation financière du projet de surélévation permet de se fixer définitivement sur sa faisabilité technico-économique.

## CONCLUSION GENERALE

La surélévation des barrages à pour objectif principal de trouver une capacité d'appoint au réservoir si le volume utile venait à diminuer sous l'effet d'un envasement accéléré et non contrôlé.

Si la capacité du réservoir disponible entre la côte de la retenue normale et la côte crête du barrage est suffisamment importante, la surélévation du barrage peut s'avérer une solution plus avantageuse par rapport aux solutions portant protection des bassins versants et /ou dragage.

La capacité du barrage Izdihar à Sidi Abdelli, initialement de 110 Hm<sup>3</sup> est devenue 106 Hm<sup>3</sup> en 2003, soit une réduction de 4 Hm<sup>3</sup> en 15 années d'exploitation. Cette cinétique d'envasement risque de s'accroître par ces envasements climatiques et la vulnérabilité des sols constituant une partie du bassin versant. Il est à signaler que le bassin de l'Isser sur lequel, est érigé le barrage Izdihar à bénéficié, avant le lancement des travaux du barrage, d'une importante opération de protection du bassin versant contre l'érosion et le transport solide.

Par référence aux courbes caractéristiques de remplissage, le rehaussement du niveau de la retenue normale de 5m (de la côte 345,00 NGA à la côte 350,00 NGA) permet de mobiliser un volume supplémentaire de 32,5 Hm<sup>3</sup> dans le réservoir.

Ce volume constitue une alimentation en eau potable, en continu, pour une population de 300.000 Hab pendant deux ans.

La surélévation du plan d'eau du barrage par vannes mobiles à fait l'objet d'analyse et à été écartée pour quatre raisons fondamentales :

- Configuration de l'ouvrage d'art par rapport au seuil Creager,
- Largeur disponibles pour l'installation des vannes se situant dans des zones confinées,
- Déformations des sols de fondation dans la zone d'installation des vannes.
- Contraintes liées à l'exploitation des vannes.

La solution de surélévation par ouvrage fixe (becs de canard) à été retenue et a fait l'objet d'un approfondissement conceptuel qui peut être résumé principalement au niveau des points suivants :

### 1- Fonctionnement hydraulique de l'évacuateur actuel

L'évacuateur de crue du barrage étant composé de plusieurs tronçons de pentes et de largeurs variables à exigé une vérification hydraulique par la détermination des différents paramètres hydrauliques au niveau des diverses sections des tronçons. Cette action à été engagée en vue de la comparaison des lignes d'eau au niveau de l'évacuateur actuel et celui rehaussé.

### 2- Conception de l'ouvrage de surélévation

Cette étape du travail à concerné l'évolution des paramètres de conception et de dimensionnement de la structure de surélévation par ouvrage fixe. Elle à englobé la détermination de la géométrie de la structure, sa configuration par rapport au déversoir Creagr, le nombre des becs, la conjugaison des paramètres de déversement, les charges d'eau de déversement de la crue de projet, le profil hydraulique des becs. Dans une deuxième phase, il a été procédé aux différents calculs hydrauliques permettant de définir le profil de la tranchée déversante des becs ainsi que celui de la ligne d'eau le long de la zone de déversement.

Dans l'objectif de mesure l'influence de la surélévation du plan d'eau sur le comportement hydraulique de l'évacuateur, l'ensemble des calculs hydrauliques ont été repris pour l'évacuateur rehaussé en vue de fixer les modifications à apporter au niveau de l'ouvrage d'évacuation des crues. Cette vérification à en pour conséquence de proposer les hauteurs de surélévation des bajoyers de l'évacuateur au droit des sections concernées.

Un autre volet de l'étude à concerné les calculs hydrauliques des vannes extrêmes projetées pour des raisons techniques et fonctionnelles.

En dernier, il était impératif d'analyser toutes les conséquences induites par la surélévation du plan d'eau. Ces conséquences ne constituent pas des entraves quant à la faisabilité de la surélévation puisque les deux objectifs à atteindre à travers ce projet sont l'évacuation de la crue de projet sans atteinte à la sécurité de l'aménagement ainsi que la sauvegarde, autant que possible de la géométrie et de la configuration de l'ouvrage d'évacuation.

Enfin, nous signalons que le manque d'informations à certains niveaux n'a pas permis d'approfondir les calculs sur certains aspects. Il est certain que les calculs hydrauliques théoriques sont très insuffisants et l'élaboration d'un modèle réduit testé aux différents sollicitations est impérative.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Bulletin CIGB n°58. (1987). Evacuateurs de crue de barrages, Commission Internationale des Grands Barrages, Paris, France.
- [2] PNUD/OPE – Ressources en eau dans les pays de l’Afrique du nord. Guide Maghrébin pour l’exécution des études et des travaux de retenues collinaires. Projet RAB/80/011 (1987).
- [3] Claude Marche, (1996) .Evacuateurs portés par les barrages.EPFL.
- [4] Boussinesq, J. V. (1907). Théorie approchée de l’écoulement de l’eau sur un déversoir en mince paroi et sans contraction latérale. Gauthier-Villars, Paris, France.
- [5] Drouhin, G., Mallet, Ch., Pacquant, J. (1951). Contribution to the study of the rate of flow and the determination of flood discharge, ICOLD, 4th congress, New Delhi. India.
- [6] Ginocchio, R. - Aménagements hydroélectriques. Eyrolles (1959).
- [7] Maglakélidzé V. – Ouvrages hydrotechniques. Polycopié ENIT (1984).
- [8] Les barrages mobiles de navigation, Guide du chef de projet, Voies Navigables de France sous la direction du Centre d’Etudes Techniques Maritimes et Fluviales, Le Moniteur, 1998.
- [9] Alberto Gonzalez-Merino, Hydroplus, Quipolly dam: a case study on customizing fusegates® design for adverse spillway conditions, 92851 Rueil-Malmaison Cedex, France.
- [10] DURAND J.M., ROYET P. et MERIAUX P., Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, EIER-CEMAGREF Éditions, 1999.
- [11] EPFL, 1996. Surélévation du corps du barrage.
- [12] DURAND J.M., ROYET P. et MERIAUX P., Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale, EIER-CEMAGREF Éditions, 1999.
- [13] HAY.N et TAYLOR.G: 1970 «Performance and desing of labyrinth weirs» ASE, journal of hydraulics Eneginier 96 11/ 2337-2357.
- [14] Maglakélidzé V. – Ouvrages hydrotechniques. Polycopié ENIT (1984).
- [15] Bouvard, M. - Barrages mobiles et ouvrages de dérivation à partir de rivières transportant des matériaux solides. Eyrolles (1984).
- [16] ROUSE.H 1960 «Advanced Mechanics of Fluids Robert E. Krieger publishing Co. Huntington . new york.
- [17] FALVEY H.T., 1995. Hydraulics and design of fuse gate, Journal of Hydraulics Engineering.

- [18] LEMPERIERE F. HYDROCOOP FRANCE OUAMANE A UNIVERSITE DE BISKRA ALGERIE (2003) « Une nouvelle solution financièrement avantageuse pour la plupart des déversoirs ».
- [19] OUAMANE A., 2006. Hydraulic and Costs data for various Labyrinth Weirs, 22thCongress on Large Dams, ICOLD, Q84, Barcelona.
- [20] OUAMANE A., LEMPÉRIÈRE F., 2006. Design of a new economic shape of weir,International Symposium on Dams in the Societies of the XXI Century. Barcelona.
- [21] NOUI A et OUAMANE A, 2007.mémoire magister en hydraulique Etude de l'optimisation de l'évacuateur de crues en touches de piano (P.K.Weir), Biskra, pp. 74-79.
- [22] Kréménetski, N., Shtérenliht, D., Alychev, V., Yakovléva, L. (1984). Hydraulique, Trduit du russe par Grigoriev, A., Editions Mir, Moscou. Russia.
- [23] Boussinesq, J.V. (1908). Théorie approchée de l'écoulement de l'eau sur un déversoir en mince paroi et sans contraction latérale. Mémoires de l'Académie des Sciences 50: 1-134, Paris, France.
- [24] USBR. (1948). Studies of crests for overfall dams, Boulder Canyon Projects, Final Reports, Part 4, Hydraulic Investigations, Bulletin 3. US Department of interior, Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, USA.
- [25] Bazin, H.E. (1888-1898). Expériences nouvelles sur l'écoulement en déversoir, Mémoires et documents, Annales des ponts et chaussées, 16(6), 393-448. France.
- [26] Vischer, D.L., Hager, W.H. (1997). Dam hydraulics, John Wiley and Sons Ltd, England.
- Williams, J.D. (1967). Flood control at Barikese dam, Ghana, with special reference to the air regulated siphon spillway, ICOLD, 9th congress, Istambul, Turkey.
- [27] Williams, J.D. (1967). Flood control at Barikese dam, Ghana, with special reference to the air regulated siphon spillway, ICOLD, 9th congress, Istambul, Turkey.
- [28] Peterka, A.J. (1978). Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators, US Bureau of Reclamation, Engineering Monograph n°25, revised edition. USA.
- [29] Remini W., Remini B., 2003. La sédimentation dans les barrages de l'Afrique du Nord. Larhyss Journal, 2 : 45-54.
- [30] Abdelli M., Zeggane M., 2007, Problématique et enjeu de l'envasement. L'expression. Du 05 Septembre 2007.
- [31] Braune E., Looser U., 1989, Cost impacts of sediment in South African rivers. IAHS publications. 184:131-143.
- [32] Remini B., Avenard J., Kettab A., 2003. Envasement des barrages. Les Editions CEDOC.



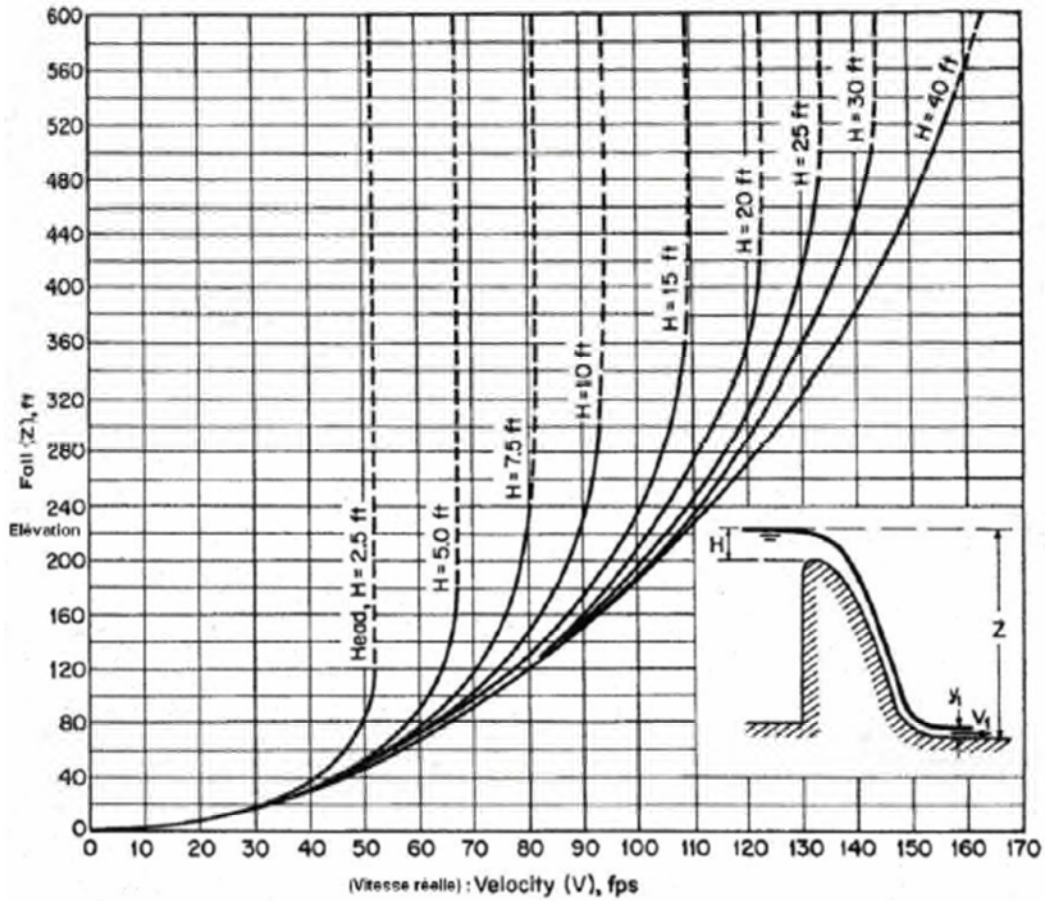
[33] REMINI Boualem, Maître de conférences Université de BLIDA Algérie,  
L'ENVASEMENT DES BARRAGES: QUELQUES EXEMPLES ALGERIENS.

[34] Agence Régionale Ouest, surélévation du plan d'eau du barrage Ghrib.

[35] AHETY, 1981. Barrage Izdihar, évacuateur de crue, vue générale en plan avec le remplissage des terres, 1-j.002.d.

[36] AHETY, 1981. Barrage Izdihar, évacuateur de crue, vue générale en plan de l'excavation, 1-j.001.d.

# ANNEXE



*Variation des vitesses réelles au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente aval en fonction de la cote de la retenue et de la charge sur le déversoir.*