

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITÉ EL HADJ LAKHDAR - BATNA

THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCES

Spécialité : **HYDRAULIQUE**

Titre :

OUVRAGES D'ÉVACUATION

Soutenue publiquement le 21 juin 2007

Par

HOUICHI Larbi

Maître-Assistant Chargé de Cours

Département d'hydraulique

Université de Batna

Devant le Jury composé de:

Pr. A. BOUDOUKHA	Professeur à l'Université de Batna	: Président
Pr. B. ACHOUR	Professeur à l'Université de Biskra	: Rapporteur
Dr. G. IBRAHIM	Professeur Associé à l'Université de Homs (Syrie)	: Co-rapporteur
Dr. Y. HAMMAR	Maître de Conférences à l'Université d'Annaba	: Examineur
Dr. H. BENMOUSSA	Maître de Conférences à l'Université de Batna	: Examineur
Dr. M. DEBABECHE	Maître de Conférences à l'Université de Biskra	: Examineur

إلى والدي رحمه الله...
والذي علمني القرآن مشافهة و تخطيطا في الصغر...
فأورثني من ذلك إنطلاق لسان بالخير تبياناً...
ونورا في القلب هداية...
فجزأه الله عني خير ما يُجازي أبا عن بنيه...
وأسأل الله العلي المنان أن يجمعني به في مراقبي أهل القرآن،
يوم لا يجزي والد عن ولده ولا مولود هو جاز عن والده شيئاً...

.....
إلى والدتي الرحيمة..
فبدعائها يسر الله لي سبل الوصول...

.....
إلى زوجتي حد الخير
التي حملت عني كل شيء...
وتحملت مني كل شيء...
فلعل هذه الثمرة تعتذر لي منها فتقبل عذرني ...

.....
إلى بني لقمان وإقبال وهبة الله
الذين إستقويت بدعائهم دعاء من لم يذنب
فكان التوفيق من الله.

AVANT - P R O P O S

La présente thèse est le fruit d'une collaboration fructueuse qui s'inscrit dans le cadre d'échange et de coopération à l'échelle Universitaire avec les pays frères. Les échanges entrepris concernent à la fois, la mise à disposition commune des connaissances dans les domaines d'intérêt ainsi que le co-encadrement de haut niveau de projets de recherche telle que les thèses de Doctorat. Des contacts ont abouti à un accord de principe pour accéder au laboratoire d'Hydraulique au sein du département de "Water Engineering", faculté de génie civil, de l'Université Al-Baath, Homs (Syrie). La coopération a connu une avancée concrète après avoir signé, en date du 05 janvier 2004, une convention de co-tutelle de thèse de doctorat entre l'Université El hadj Lakhdar, Batna (Algérie) et l'Université Al-Baath, Homs (Syrie).

La thèse a été réalisée sous la Direction de Monsieur le Professeur Achour Bachir de l'Université Mohamed Khider-Biskra et sous la co-direction de Monsieur le Docteur Ingénieur Ghassan Ibrahim Professeur associé à l'Université Al-Baath, Homs (Syrie). Qu'ils trouvent ici les expressions de ma respectueuse gratitude pour la confiance qu'ils m'ont témoignée et dont les précieux encouragements m'ont permis d'achever progressivement ce travail.

Je tiens aussi à remercier Monsieur le Professeur Boudoukha Abderrahmane du département d'hydraulique de l'Université de Batna, d'avoir bien voulu présider le Jury.

Je suis vraiment reconnaissant à Monsieur Benmoussa Hocine Maître de Conférences au département de mécanique de l'Université de Batna pour l'honneur qu'il m'a fait d'être examinateur.

J'adresse également mes chaleureux remerciements à Monsieur Hammar Yahia Maître de Conférences au département d'hydraulique de l'Université d'Annaba pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de juger ce travail.

Que Monsieur Debabeche Mahmoud Maître de Conférences au département d'hydraulique de l'Université de Biskra soit assuré de ma considération pour sa présence en qualité d'examineur.

J'exprime mes vifs remerciements à Madame Leila Halawa Ingénieur en hydraulique à l'Université Al-Baath, Homs (Syrie) pour l'intérêt qu'elle a porté à ce travail et pour les sentiments d'estime réciproque qui ont toujours marqué nos relations depuis l'an 2004.

J'adresse mes vifs remerciements à Nathalie et Nicole Schauner, de la Commission Internationale des Grands Barrages, Paris - France, qui m'ont apporté une aide précieuse pendant mes recherches bibliographiques.

Je tiens à exprimer ma respectueuse gratitude au Pr. Mohamed Mansour Chiblac de l'Université de Dams - Syrie, pour l'accueil généreux, du plaisir et de l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de maintenir un intérêt très actif à travers ces précieux conseils et encouragements au cours de nos multiples rencontres fertiles chez lui à Darâa, témoignant ainsi des sentiments de confraternité scientifique et beaucoup plus humaine.

*Enfin, mille mercis à mes compagnons, amis frères **Lakhdar** et **Zouaoui**, pour le soutien moral illimité au cours des jours inoubliables que nous avons vécu ensemble en Syrie.*

RESUMES

Résumé

La présente thèse se résume en la contribution à deux aspects théorique et expérimental. L'apport théorique concerne un ouvrage d'évacuation sous forme de barrage-déversoir à forte pente par contre l'apport expérimental traite un cas spécial d'ouvrage d'évacuation, il s'agit d'un évacuateur en siphon de profil longitudinal type Creager à section transversale rectangulaire.

À partir d'un schéma de définition, un développement théorique est proposé en vue de définir la relation fonctionnelle qui lie les divers paramètres d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir. Après sa transformation adimensionnelle, le diagramme de l'U.S. Bureau of Reclamation (USBR) pour la détermination de la vitesse au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente, est remplacé par une courbe unique. Moyennant les résultats effectués in-situ par l'USBR, l'équation théorique proposée est ajustée afin de tenir compte de l'effet des frottements le long du parement aval du barrage-déversoir. Une relation permettant le calcul aisé de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente est enfin proposée. Son application concerne les pentes variant de 1 sur 0,6 à 1 sur 0,8.

Un type d'évacuateur de crue en siphon, de profile Creager, en modèles réduits, a été testé. Ce dernier a été étudié en quatre variantes de modèles, à différentes configurations basées sur des sections transversales variables. L'étude a met en relief une distinction claire des zones d'amorçage, non et presque complet pour des charges faibles et des zones d'amorçage complet pour le reste des valeurs de la charge appliquée au bief amont. Il est à signaler que les coefficients de débit des modèles en siphons augmentent très rapidement en allant du premier au quatrième modèle, à cet effet la section optimale correspondant au coefficient de débit maximal a été fixé. L'attention particulière accordée à la zone distincte d'amorçage a permis la proposition d'une relation explicite reflétant la variation en même temps du coefficient de débit, du rapport de la charge sur la dimension verticale au sommet du siphon et le nombre de Froude qui ont été formulés régressivement. Au cas particulier d'amorçage, cette formulation fait déduire une nouvelle relation permettant de prévoir le nombre de Froude pour un coefficient de débit connu au préalable. Finalement, il faut signaler que les relations ainsi proposées concernent le domaine de validité caractérisé par les gammes suivantes : $0,6 < \mu < 0,8$; $2,5 < Fr < 4,5$ et $1 < H/a < 4$.

Abstract

The study introduces some contributions to theoretical and experimental aspect. The theoretical one concern an overspill dam with a steeply-sloping downstream face. However, the experimental aspect deals with a special case of spillway; it is a siphon spillway having Creager longitudinal profile with rectangular cross section.

Using a definition sketch, a theoretical development is proposed to define the functional relationship between the various parameters of the flow at the toe of an overspill dam. After conversion to dimensionless form, the U.S. Bureau of Reclamation (USBR) diagram for determining the velocity at the toe of a steeply-sloping spillway is replaced by a single curve. With the data collected *in situ* by USBR, the proposed theoretical equation is adjusted to allow for friction along the downstream face of the spillway. Finally, a convenient relationship for calculating the depth of flow at the downstream toe of an overspill dam with a steeply-sloping downstream face is proposed. The relationship concerns steep slopes ranging from 1 on 0,6 to 1 on 0,8.

One type of spillways for dams in physical models is deliberately tested. It is a siphon spillway having the Creager profile, studied in four alternative models with various configurations based on variation of the cross section.

The study highlighted a clear distinction for not and almost complete prime areas for low head and complete prime areas for the remainder of the values of the head applied to the level upstream. It must be indicated that the coefficients of discharge of the siphons models increase very quickly while going from the first to the fourth model. For this purpose the optimal cross section corresponding to the maximum coefficient of discharge was fixed. The variation at the same time of the coefficient of discharge, the ratio of the head on vertical dimension at the crown of the siphon and the Froude number were formulated. At the particular case of priming, this formulation deduces a new relationship making possible to envisage the Froude number for a known coefficient of discharge. The relationships proposed concern the following ranges: $0,6 < \mu < 0,8$; $2,5 < Fr < 4,5$ et $1 < H/a < 4$.

Mots clés

*Barrage-déversoir, fluvial, torrentiel, profondeur critique, perte de charge
Amorçage, coefficient de débit, évacuateur, modèle, ouverture, siphon*

Keywords

*Overspill, subcritical flow, supercritical flow, critical depth, head loss
Coefficient of discharge, model, opening, priming, siphon spillway*

)

(...

0,8/1 0,6/1

" USBR "

— —
" "

INTRODUCTION GENERALE

En Algérie, les ouvrages d'évacuation ont été pour la plupart calculés puis testés par des laboratoires étrangers. La mise en œuvre de ces ouvrages est très conditionnée par les résultats issus de l'expérimentation au laboratoire dont l'importance capitale est à souligner.

Lorsque nous parlons d'ouvrages d'évacuation nous devons préciser dans le présent contexte qu'il s'agit des organes d'évacuation dans les retenues et les barrages à savoir : les ouvrages de dérivations, les vidanges de fond ou de demi fond et surtout tous les types de déversoirs ou évacuateurs de crue.

Il est à signaler que le problème d'évacuation est délicat et il faut que les concernés (géologues, hydrologues, hydrauliciens...) prennent une part pour l'optimisation de ces ouvrages. Cette optimisation n'est envisagée que , si la détermination des dimensions des ouvrages en question ainsi que leur emplacement par rapport à l'ouvrage principal, soient sérieusement entrepris suite à des études théoriques et expérimentales bien entretenues.

Le choix de l'emplacement est guidé par des raisons de facilité de construction, de sûreté des fondations, de plus ou moins grandes possibilités d'éviter les affouillements,...etc.

Par contre le choix du type de l'ouvrage d'évacuation dépend souvent de l'emplacement ainsi choisi et des caractéristiques de la crue à craindre.

Nous ne pouvons fixer à priori, qu'un nombre réduit de variables concernant le dimensionnement des organes d'évacuation, pour l'effet du reste, il est nécessaire à chaque fois de procéder à une étude particulière qui tient compte de la géotechnie, de la topographie...etc.

Les ouvrages supérieurs d'évacuation peuvent être de nature très variée et pour une même surélévation du plan d'eau permettre des déversements d'importance très diverse.

Le plus simple des ouvrages supérieurs d'évacuation est le déversoir à seuil fixe ; sa capacité d'évacuation est étroitement liée aux conditions de l'écoulement et à sa forme géométrique, notamment à son profil longitudinal.

Nous tenons donc à dire tout de suite que notre contribution dans la présente thèse soit limitée et consacrée aux éléments de réponse aux questions que pose le dimensionnement des ouvrages supérieurs d'évacuation à seuil fixe à surface libre à forte pente considérés comme barrages-deversoirs ainsi qu'aux ouvrages supérieurs d'évacuation à seuil fixe à écoulement en charge type siphon.

L'étude se subdivise en trois parties dont la première partie composée de deux chapitres s'intéressera uniquement à l'état des connaissances sur les ouvrages d'évacuation.

A travers le premier chapitre, seront revus les notions de base de similitude géométrique, cinématique et dynamique ainsi que les limites d'applicabilité de cette technique de modélisation et le choix des critères interdépendants principaux d'influence considérés comme primordiaux dans la vérification des conditions aux limites d'une part et dans l'analyse physique du phénomène d'autre part.

Le deuxième chapitre mettra l'accent sur les insuffisances des essais antérieurs sur modèles réduits des ouvrages d'évacuation semblables à ceux choisis par l'étude et disponibles à travers l'étude bibliographique appropriée.

L'identification des paramètres d'influence et l'utilisation d'une technique de mesure avancée justifieront la démarche expérimentale adoptée et élaborée plus loin.

La deuxième partie sera réservée à la contribution à l'étude théorique des ouvrages d'évacuation et se présentera en deux chapitres. Le premier chapitre traitera, en s'inspirant de la littérature, la définition des paramètres d'influence régissant le fonctionnement des barrages-déversoirs considérés comme ouvrages d'évacuation d'une importance évidente.

L'écoulement qui franchit l'ouvrage (barrage-déversoir) sera soigneusement défini ainsi que l'importance du profil longitudinal du parement aval de l'ouvrage sera mise en exergue. Ce chapitre s'achèvera par l'exposition bibliographique détaillée du comportement hydraulique du barrage-déversoir à forte pente. Les inconvénients marqués et relevés lors de la recherche bibliographique seront pris en charge dans le second chapitre qui englobera une démarche théorique guidée par le souci de combler les lacunes signalées pour la détermination analytique convaincante et aisée de la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir à forte pente sans tenir compte en première approche des pertes de charge induites du caractère violent de l'écoulement au dessus l'ouvrage en question. Suite à la démarche analytique directe et explicite, l'étude proposera une solution finale semi-empirique régressive qui prend en charges le phénomène de pertes de charge dues surtout au frottement sur le parement aval du déversoir caractérisé par une forte pente rangée entre $1/0,6$ et $1/0,8$ et donnera définitivement la valeur de la profondeur de l'écoulement ainsi approchée.

Il est à noter que la caractéristique « forte pente » provoque l'évacuation rapide et offre à l'ouvrage la particularité d'une capacité d'évacuation améliorée.

La troisième partie se réservera ensuite à la contribution à l'étude expérimentale des ouvrages d'évacuation. Après le choix justifié d'un type spécial d'ouvrages supérieurs d'évacuation à seuil fixe à écoulement en charge type siphon ayant l'avantage d'assurer l'évacuation de fort débit pour une élévation sensiblement petite du plan d'eau en opposition à son homologue à surface libre.

Cette troisième partie sera divisée à son tour en trois chapitres. Le premier chapitre sera consacré à l'identification des paramètres d'influence tout en rapportant à la bibliographie, notamment le second chapitre de la première partie et ceci à travers l'exploration de l'unique exemple réalisé en Algérie d'un évacuateur en siphon en vraie grandeur ayant donné entière satisfaction et prouvant ainsi la disposition d'un moyen sûr d'évacuation à employer sans crainte. L'omission d'une indication de l'influence, du profil longitudinal ainsi que le rapport des dimensions de la section transversale de l'écoulement généralement rectangulaire, sur la capacité d'évacuation du siphon nous a dicté de choisir le profil Creager communément utilisé pour les évacuateurs dans les barrages en Algérie. Une fois le profil longitudinal est fixé, l'étude proposera une investigation programmée pour chercher le rapport des dimensions de la section transversale qui assure un maximum de débit et offre en conséquence un meilleur coefficient de débit. Le deuxième chapitre sera alors réservé à la description détaillée du protocole expérimental assurant l'expérimentation des modèles hydrauliques réduits.

Ces modèles sont au nombre de quatre à différentes configurations testés et examinés dans une installation expérimentale formant plusieurs systèmes hydrauliques illustrés dans ce chapitre par des schémas et des photographies. Le déroulement des essais tour à tour formera une base de données expérimentale qui fera l'objet du troisième chapitre qui clora notre étude. Dans ce dernier chapitre, après la collection des données sous forme numérique et graphique et aussi sous forme d'observations visuelles, ces données seront ensuite sujettes à des traitements, critiques, analyses et synthèses qui conduiront sans doute à des résultats intéressants souhaités et des recommandations en faveur d'une optimisation des ouvrages d'évacuation objet du présent apport scientifique.

PREMIÈRE PARTIE

ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR
LES OUVRAGES D'ÉVACUATION

**CHAPITRE I : ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LE DIMENSIONNEMENT
D'OUVRAGES COURTS**

**CHAPITRE II : LES OUVRAGES D'EVACUATION A TRAVERS LA
BIBLIOGRAPHIE**

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.

Cette première partie rappellera les notions de base de la modélisation physique par l'exposition des bases théoriques de cette technique approuvée depuis longtemps.

Cette modélisation repose sur les lois de similitude définies tour à tour à savoir : la similitude géométrique, cinématique, et dynamique. Dans cette dernière, deux catégories de similitudes seront précisées, la similitude de Reech-Froude et celle de Reynolds.

Les étapes de conception des modèles réduits seront indiquées. Les limites d'applicabilité et les domaines de validité de ce moyen de modélisation seront également fixés.

Après avoir défini la notion d'ouvrage court, plusieurs exemples d'ouvrages d'évacuation seront décrits et commentés à travers un parcours bibliographique éclairci par plusieurs schémas et photos.

Nous constaterons que les exemples cités mettent en exergue l'importance des ouvrages d'évacuation en siphon cependant ils ne donnent pas d'intérêt ni à l'aspect longitudinal caractérisant ces ouvrages ni au rapport des dimensions de leurs sections transversales d'évacuation.

CHAPITRE I

ÉTAT DES CONNAISSANCES SUR LE DIMENSIONNEMENT D'OUVRAGES COURTS

I.1. Introduction

Dans ce chapitre nous passerons en revue sur les notions de base d'ouvrages courts, des diverses catégories de similitude à savoir la similitude géométrique, cinématique et dynamique. Nous exposerons les limites d'applicabilité de cette technique de modélisation physique importante ainsi que les étapes à suivre, une fois une méthodologie a été convenablement adoptée, pour l'élaboration désirée.

I.2. Notion d'ouvrages courts

Dans des systèmes hydrauliques donnés, lorsque la turbulence de l'écoulement devient telle que les forces de viscosité sont négligeables par rapport aux effets de cette turbulence, cette caractéristique n'est réalisée sauf si les valeurs du nombre de Reynolds dépassent un certain seuil ; ces systèmes ont été appelés "ouvrages courts" par M. Camichel (1943 ; 1950), en raison du fait que la perte de charge est proportionnelle au carré de la vitesse, chose souvent rencontrée dans des ouvrages de longueur relativement faibles (déversoir, siphon, seuil, chute, ressaut, coude,...).

La valeur seuil du nombre de Reynolds est de l'ordre de 4000 (Carlier, 1980) au dessus de laquelle le coefficient de résistance de l'écoulement demeure constant. Cette valeur a été aussi appelée par M. Camichel "seuil" de l'ouvrage court.

Comme la viscosité du liquide n'intervient plus, ces "ouvrages courts" seront particulièrement simples à étudier sur modèles réduits.

I.3. Introduction aux essais sur modèles réduits

Lorsqu'un projeteur étudie le projet d'un ouvrage hydraulique d'évacuation (prise d'eau, vidange, évacuateur de crue, siphon,...etc.), il commence par préciser l'ordre de grandeur de ses dimensions en se basant sur celles des ouvrages analogues existants et en tenant compte de l'application à l'écoulement considéré des formules théoriques ou empiriques (Novak, Cabelka, 1981). Cependant les résultats ainsi obtenus ne peuvent être complètement satisfaisants en raison de la nécessité de schématiser le phénomène en question.

L'idée vient tout naturellement d'essayer de voir "en petit" comment cela se passe en "en grand". C'est ce qui constitue le principe des essais sur modèles réduits qui permettent

d'effectuer les expériences avec répétition en cas de nécessité, ce qui présente toujours une fraction faible du montant total des dépenses du projet une fois réalisé.

Le problème majeur qui s'expose lors de la modélisation se résume en la question suivante : Dans quelles dimensions et suivant quelles lois les résultats obtenus sur "modèles réduits" peuvent – ils être transposés sans inconvénient en vraie grandeur ou sur "prototype".

Si le modèle est géométriquement semblable au prototype, les dimensions linéaires homologues étant dans le rapport λ (échelle du modèle) et si en plus dans le modèle, les caractéristiques (vitesse, débits, pressions,...etc.) sont réduits par rapport à celle du prototype suivant des rapports différents (λ_v , λ_q , λ_p ,...etc.) pour que les résultats obtenus sur le modèle soient transposables en vraie grandeur, il faut que ces rapports soient bien déterminés , constants et qu'ils demeurent invariables devant les changements des caractéristiques étudiées, ensuite , il faut que ces rapports (λ_v , λ_q , λ_p ,...etc.) soient connus en fonction de l'échelle λ du modèle.

L'obéissance aux conditions exigées nécessite l'application des lois dites "lois de similitudes".

I.4. Lois de similitude

I.4.1. Similitude géométrique

Le modèle est géométriquement semblable au prototype si les dimensions linéaires homologues du modèle (L_2) et du prototype (L_1) sont dans le rapport de l'échelle du modèle λ définie par :

$$\lambda = \frac{L_2}{L_1} \quad (1.1)$$

I.4.2. Similitude cinématique

La similitude cinématique exige que les vitesses et les accélérations soient dans un rapport défini et constant en tous les points correspondants des écoulements dans le modèle et dans le prototype.

Soient :

$$\lambda_v = \frac{\lambda}{\lambda_t} \quad (1.2)$$

Et

$$\lambda_\gamma = \frac{\lambda}{\lambda_t^2} \quad (1.3)$$

λ_t étant l'échelle des temps définie par :

$$\lambda_t = \frac{t_2}{t_1} \quad (1.4)$$

Où

t_1 : le temps mis à parcourir la distance L_1 dans le prototype.

t_2 : le temps mis à parcourir la distance L_2 homologue de L_1 dans le modèle.

λ_v : l'échelle des vitesses.

λ_γ : l'échelle des accélérations.

I.4.3. Similitude dynamique

Les mouvements du liquide dans le prototype et dans le modèle sont provoqués par des forces.

Pour que le modèle et le prototype soient dynamiquement semblables, il est nécessaire que toutes les forces agissant en des points homologues soient dans le même rapport.

Les principales forces qui interviennent dans les écoulements sont les forces d'inertie, de turbulence, de pesanteur, de viscosité et les forces de capillarité.

Suivant la nature de l'écoulement considéré, ces catégories de forces interviennent d'une manière plus au moins importante. Il est à noter que les forces d'inertie ne peuvent jamais être négligées en raison qu'il y a toujours une masse liquide en mouvement, les conditions du problème traité permettent souvent, pour les autres catégories de forces, d'en négliger certains par rapport à d'autres.

I.4.3.1. Similitude de Reech-Froude

La similitude de Reech-Froude repose sur la considération que les forces d'inertie, de turbulence et de pesanteur soient seules à intervenir dans le système hydraulique objet d'étude dans le modèle et le prototype. Cette considération amène à annoncer que le rapport des vitesses λ_v déjà défini soit égal à la racine carrée du rapport des longueurs λ (échelle du modèle).

$$\lambda_v = \sqrt{\lambda} \quad (1.5)$$

D'où :

$$\lambda_q = \lambda^{\frac{5}{2}} \quad (1.6)$$

λ_q : l'échelle des débits

La condition de similitude de Reech-Froude revient à réaliser un écoulement possédant le même nombre de Froude aux points homologues du modèle et du prototype, ce nombre est désigné par Fr et défini par :

$$F_r = \frac{v_2}{\sqrt{gL_2}} = \frac{v_1}{\sqrt{gL_1}} = \text{constante} \quad (1.7)$$

Où :

v_1, v_2 sont respectivement les vitesses d'écoulement dans le prototype et le modèle.

L_1, L_2 sont respectivement les dimensions linéaires dans le prototype et le modèle.

Il est à maintenir que le nombre de Froude ainsi défini exprime précisément le rapport des forces d'inertie aux forces de pesanteur.

Il faut noter qu'il est pratiquement impossible de faire varier l'accélération de la pesanteur g entre le prototype et le modèle.

I.4.3.2. Similitude de Reynolds

Seules les forces d'inertie, de turbulence et de viscosité sont à considérer dans ce type de similitude.

La condition de similitude de ces forces impose que :

$$\frac{\lambda \lambda_v}{\lambda_v} = 1 \quad (1.8)$$

Où

λ_v est le rapport du coefficient de viscosité cinématique v_2 dans le prototype et le coefficient de viscosité cinématique v_1 dans le modèle .

Le nombre de Reynolds désigné par R_e sera défini alors par :

$$R_e = \frac{L_2 v_2}{\nu_2} = \frac{L_1 v_1}{\nu_1} = \text{constante} \quad (1.9)$$

v_1, v_2 sont respectivement les vitesses d'écoulement dans le prototype et le modèle.

L_1, L_2 sont respectivement les dimensions linéaires dans le prototype et le modèle.

Ce qui revient à dire que le nombre de Reynolds caractérisant l'écoulement objet d'étude doit être le même aux points homologues du modèle et du prototype.

Il est à maintenir que le nombre de Reynolds ainsi défini exprime précisément le rapport des forces d'inertie aux forces de viscosité.

I.4.4. Les limites d'applicabilité des relations de similitude

I.4.4.1 Validité de la similitude de Reech-Froude au seuil de Reynolds

Soit le coefficient adimensionnel f^* appelé coefficient de résistance qui est fonction de R_e , nombre de Reynolds de l'écoulement et de ε/L , rugosité relative des parois de l'ouvrage étudié et ε sa rugosité absolue.

On écrit :

$$f^* = f(R_e, \varepsilon/L) \quad (1.10)$$

La perte de charge unitaire j dans l'ouvrage s'exprimait par la relation :

$$j = \frac{f^* v^2}{2gL} \quad (1.11)$$

Où :

L : représentant la dimension linéaire caractéristique d'une section transversale de l'ouvrage considéré (diamètre d'une canalisation, rayon hydraulique de la section mouillée d'un écoulement à surface libre,... etc.)

v : représentant la vitesse moyenne dans la section transversale.

g : accélération de la pesanteur.

La réalisation des essais sur modèles réduits doit obéir à une similitude des deux écoulements qui exige que f^* soit la même dans le modèle et dans le prototype.

Au-delà d'une valeur du nombre de Reynolds appelée "seuil de Reynolds", désigné par R_{e_s} , la variable sans dimension f^* demeure constante en fonction de R_e , lorsque ε/L varie.

Si l'écoulement dans le prototype et dans le modèle est tel que ce seuil est dépassé on est certain que , pour une même rugosité relative ε/L (condition supposée réalisée par la similitude géométrique), le coefficient f^* sera le même dans l'un ou l'autre et l'essai sur modèle réduit pourra être réalisé en adoptant la condition de similitude de Reech-Froude même si les nombres de Reynolds ne sont pas les mêmes dans le modèle et le prototype, c'est à dire que même la similitude de Reynolds n'est satisfaite. Le seuil de Reynolds ainsi indiqué est de l'ordre de 4000 (Carlier, 1980).

Au-delà de cette valeur pratique se définit la zone des ouvrages courts toujours selon Camichel (1943 ; 1950).

I.5. Etapes de conception des modèles réduits

Avant d'aborder la réalisation d'un modèle réduit, la bonne conception exige de répondre aux questions considérées de base. Ces réponses au problème de modélisation physique se résument en les étapes suivantes (Chanson, 1999) :

Etape 1 : Choisir convenablement l'échelle géométrique λ (échelle du modèle) aussi réduite, tenant compte des contraintes de laboratoire. Le seuil de Reynolds interdit l'utilisation d'échelle trop petite.

Etape 2 : Pour l'échelle λ choisie et le type de similitude adoptée (Reech-Froude ou Reynolds), vérifier si le débit imposé au prototype correspond parfaitement et sans inconvénient au débit maximum autorisé et mesuré dans le modèle.

Etape 3 : Vérifier si le coefficient de résistance de l'écoulement f^* est le même dans le modèle et le prototype.

Etape 4 : Vérifier que les conditions d'écoulement dans le modèle et le prototype soient identiques (si l'écoulement dans le prototype est turbulent, il doit l'être dans le modèle).

Remarques :

- 1- Pour se permettre l'application de la similitude de Reech-Froude, il faut se placer dans les conditions telles que les forces de viscosité soient négligeables sur le modèle et le prototype.*
- 2- Avoir une même rugosité relative dans le modèle et le prototype est parfois impossible à réaliser. En fait l'erreur qui en résulte est négligeable en raison de l'incidence relativement faible du facteur ε/L sur la valeur de f^* . Cette incidence est également faible sur la valeur de la vitesse et le débit.*

3- Conformément à la théorie de modélisation physique en hydraulique, l'échelle géométrique λ recommandée (LCH, 1994) pour le modèle réduit des ouvrages d'évacuation, doit être plus grande que l'échelle minimale permettant la création d'un régime hydraulique adéquat pour le modèle et le prototype. Cette condition exige la formation d'une zone hydraulique automodèle des résistances de frottement hydrauliques pour les différents ouvrages lors du passage des débits caractéristiques de dimensionnement. Excepté cela il est nécessaire de respecter la condition suivante, le nombre de Reynolds pour le modèle réduit doit être égale ou supérieur à une valeur limite :

$$R_{e\text{modèle}} \geq R_{e\text{limite}}$$

D'après les expériences du (LCH), la valeur de $R_{e\text{limite}}$ varie de 1×10^4 à $1,2 \times 10^4$.

Dans ce cas l'échelle minimale $\lambda_{\text{minimale}}$ du modèle réduit peut être déterminé par la relation suivante :

$$\lambda_{\text{minimale}} = \left(\frac{R_{e\text{prototype.minimale}}}{R_{e\text{limite}}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Avec $R_{e\text{prototype.minimale}}$ est le nombre de Reynolds se rapportant au prototype et correspondant au passage du débit minimal.

CHAPITRE II

LES OUVRAGES D'ÉVACUATION A TRAVERS LA BIBLIOGRAPHIE

II.1. Introduction

Dans ce chapitre nous exposerons des exemples pratiques de modèles réduits physique d'ouvrages annexes (ouvrages d'évacuations) déjà réalisés et exécutés. Le rôle de chacun des paramètres géométriques et hydrauliques de ces ouvrages et de l'écoulement qui les franchit sera identifié et interprété. Des ouvrages de régularisation tel que les évacuateurs de crue en siphon seront présentés.

Ce chapitre a aussi pour objectif de synthétiser les essais issus de l'expérimentation d'ouvrages d'évacuation. Les paramètres d'influence seront définis tour à tour, leur rôle et leur importance seront discutés puis commentés. En mettant l'accent sur les insuffisances des essais antérieurs liés essentiellement à la technique de mesure et d'identification des paramètres d'influence, une analyse critique sera exposer.

Le choix du type des ouvrages d'évacuation est fonction de considérations faisant intervenir l'importance des débits à évacuer, le type de l'ouvrage de retenue, la topographie du site, la nature géologique des terrains et les conditions de vie de la région. C'est précisément l'art de l'Ingénieur projeteur que de concevoir des dispositifs d'évacuation à la fois économiques et sûrs, parce qu'ils s'adaptent aux conditions imposées.

En Algérie, les mauvais terrains d'assise ont conduit à la construction des barrages souples pour lesquels les organes d'évacuation doivent souvent être dissociés des retenues. Nous trouverons une grande variété d'ouvrages d'évacuations qui s'échelonnent du fond jusqu'au plan d'eau normal des retenues. Nous appellerons, vidanges les orifices de débit placés au fond ou à demi-fond du barrage, et les ouvrages superficiels d'évacuation ceux qui secrètent la tranche d'eau supérieure, au niveau normal seulement (déversoirs, siphons, ...etc.).

II.2. Les vidanges

Les vidanges de fond ou de demi-fond ne sont pas à proprement parler des évacuateurs de crue, mais il convient de ne pas minimiser leur importance. Dans certains cas, lorsque les débits à évacuer ne sont pas trop forts, ces organes peuvent suffire à préserver l'ouvrage de tout danger de submersion sinon, ils peuvent contribuer efficacement à éliminer une fraction importante du volume total à évacuer.

Au barrage Gherib (figure 1.1), par exemple, les vidanges de fond et de demi-fond capables d'évacuer $1000 \text{ m}^3/\text{s}$, à travers une conduite forcée métallique de diamètre égal à $2,5 \text{ m}$, ont permis de ramener la capacité du déversoir de superficie à $4000 \text{ m}^3/\text{s}$. Ce qui en faveur du choix du coefficient de sécurité dans l'évacuation du fort débit à craindre, (Drouhin et al. 1951).

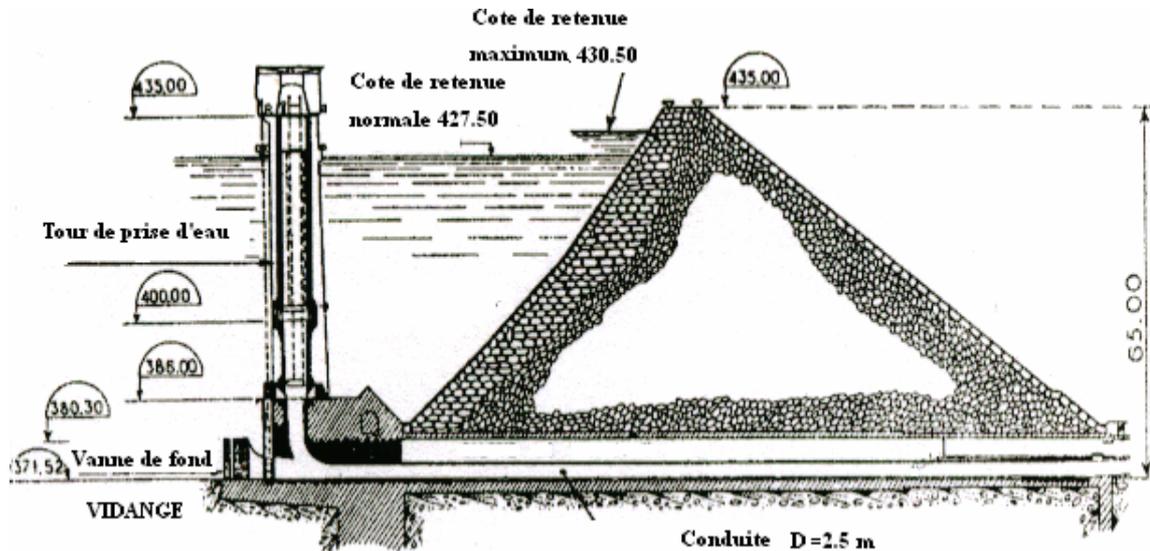


Fig.1.1. Barrage Gherib.

Coupe au droit de la vidange de fond

II.3. Les ouvrages d'évacuation de superficie

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 divers catégories d'ouvrages d'évacuation décrits à titre d'exemples dans ce qui suit.

II.3.1. Déversoir de superficie à seuil mobile

Nous exposons l'exemple du barrage de Bou-Hanifia (photographie 1.1), 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 6000 m³/s. Compte tenu de la capacité d'évacuation de l'ouvrage de vidange de fond qui est de 500 m³/s, c'est 5500 m³/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 5500 m³/s.

Le seuil du déversoir est raccordé à un canal de fuite long de 1000 m, de section sensiblement semi-circulaire. Pour ne pas perdre une tranche d'eau importante, le seuil de déversoir arasé à la côte 289 a été surmonté de vannes automatiques, hautes de 6 m, amenant ainsi le plan d'eau normal dans la retenue à la côte 295. Le mécanisme de vannage règle automatiquement le plan d'eau dans la retenue à une côte voisine de 295 pour des débits allant de 0 à 2200 m³/s. A partir de cette dernière valeur, la lame atteint 6 m de hauteur et les volets des vannes se trouvent complètement abaissés ; l'ouvrage se transforme en un déversoir à seuil fixe. Quand la crue augmente le plan d'eau monte progressivement et atteint la côte 300 pour le débit maximum prévu de 5500 m³/s, (Drouhin et *al.* 1951).



Photo.1.1. Barrage Bou-Hanifia.
Déversoir de superficie à seuil mobile

II.3.2. Déversoir de superficie à seuil fixe

Le plus simple des ouvrages supérieurs d'évacuation est le déversoir à seuil fixe, mais ce type nécessite d'être prolongé 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. Au barrage du Gherib par exemple, l'ensemble des ouvrages évacuateurs représente le quart du coût total de construction du massif.

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 lesquels s'effectue la mise en charge.

Pour des raisons de méthodologie, nous éloignerons des détails de tous les types d'organes d'évacuation étudiés en modèles réduits physiques réalisés en Algérie tels que les évacuateurs en puits à Hammam Debagh, Sarno, Fodda, ...etc.

Dans cette section d'étude, nous introduisons par une description détaillée d'un ouvrage d'évacuation "siphon", étudié dans le passé, en modèle réduit et examiné en vraie grandeur, ce type d'ouvrage fera plus loin l'objet d'une partie de notre propre contribution.

D'autres exemples de réalisations récentes seront également décrits et commentés.

II.3.2.1. Déversoir de superficie à seuil fixe type Siphon - En Algérie

Les siphons constituent des évacuateurs de superficie capables d'évacuer de très forts débits sous de faibles dénivelés 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, ...etc.
4. Exécution délicate, par suite de l'importance des vibrations et des efforts dynamiques auxquels ils sont soumis.

Pour pallier ces faiblesses apparentes, nous exposons les résultats des études faites par Drouhin *et al.*(1951), des études systématiques sur modèles réduits et vraie grandeur dans le but d'obtenir un système "siphon évacuateur" à gros débit sûr et simple. Le "siphon évacuateur" (photographie.1.2) a été construit sur le barrage de l'oued Fergoug, à la retenue duquel a été fourni tout le débit désirable au moyen des installations du barrage Bou-Hanifia, situé à une trentaine de kilomètre à l'amont.

L'ouvrage est réalisé en béton précontraint. C'est un siphon d'essai 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.

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 précontraindre 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.

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 m³/s au mètre linéaire.

Largeur du siphon : 2,20 m.

Débit total maximum : 66 m³.

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.

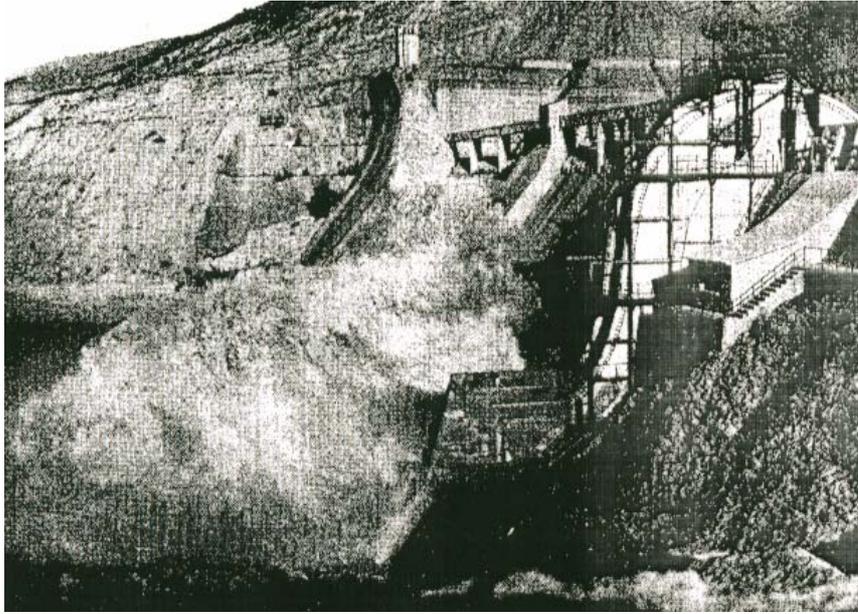


Photo.1.2. Siphon d'essai, vraie grandeur du Barrage Fergoug (Algérie)

II.3.2.2. Déversoir de superficie à seuil fixe type Siphon- Autres réalisations

II.3.2.2.a. Les siphons de Chatel-Montagne – France

Les siphons de Chatel-Montagne – France, ont été conçus et étudiés sur modèle réduit par des ingénieurs Italiens. Ils sont de type à bec déflecteur A et bassin d'étanchéité aval C (figure 1.2.a et b). Le seuil S est surmonté d'une mince paroi métallique. La prise d'air est un reniflard R terminé vers l'amont par deux lèvres auxquelles sont fixées des plaques métalliques réglables. L'entrée d'air se fait dans une zone d'eau relativement calme, à l'abri des corps flottants, (Rousselier, Blanchet, 1951).

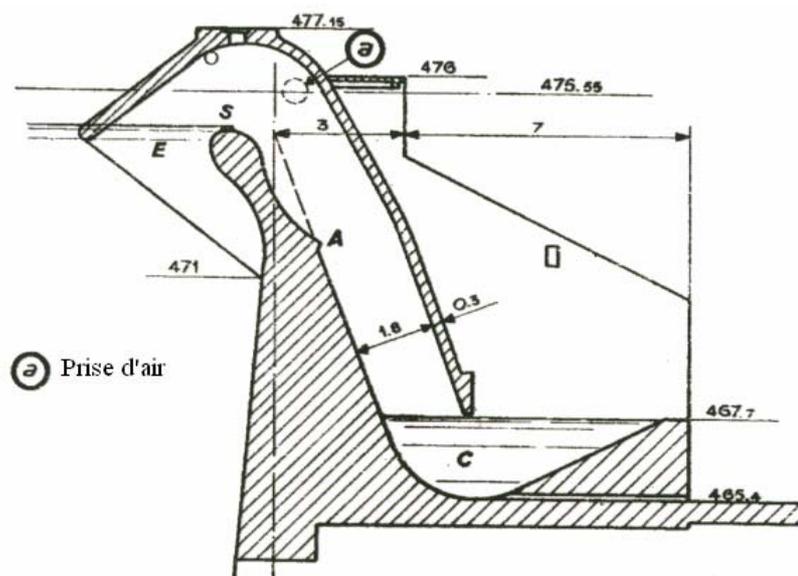


Fig.1.2.a. Siphon à prise d'air latérale de Chatel-Montagne (France)

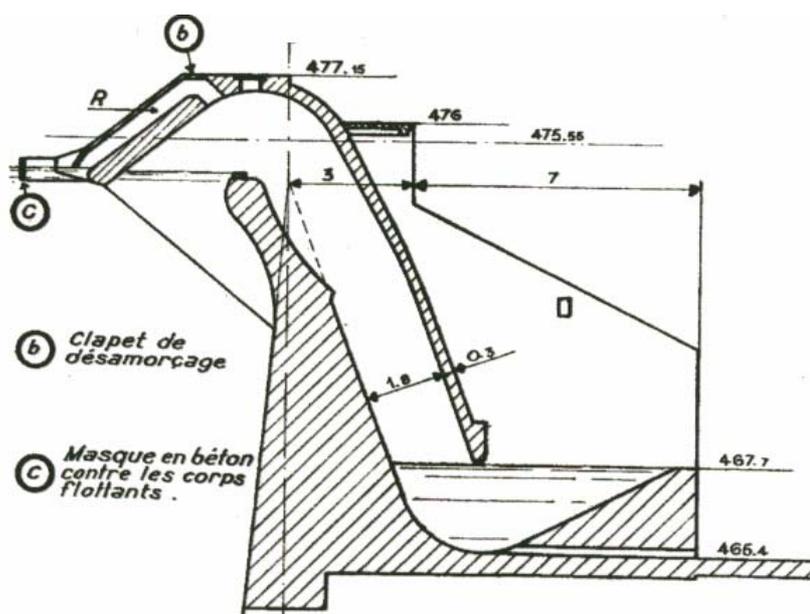


Fig.1.2.b. Siphon à prise d'air indépendante de Chatel-Montagne (France)

Les siphons de Chatel-Montagne sont au nombre de sept formant ainsi une batterie de siphon fonctionnant progressivement en vue d'une régulation et une maîtrise de l'évacuation. Cette batterie de siphon est construite en 1931, elle permet d'évacuer $158 \text{ m}^3/\text{s}$. Chaque siphon évacue $22,6 \text{ m}^3/\text{s}$ soit plus de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ au mètre linéaire de seuil. Les siphons fonctionnent sous une charge de 7 m et leurs côtes de déversement sont étagées en vue de fractionner le débit total à évacuer.

II.3.2.2.b. L'évacuateur en siphon du barrage Oker – Allemagne

En 2001, Dornack et Horlacher ont présenté une investigation expérimentale sur modèle physique réduit de l'évacuateur en siphon du barrage Oker (figure 1.3). L'étude avait comme objectifs :

- 1- La détermination de la quantité nécessaire d'aération qui assure l'arrêt complet du siphon.
- 2- L'étude de la possibilité de réglage de débit évacué par le siphon à travers la variation de la section d'aération.

Les résultats de l'étude expérimentale de la batterie formée de quatre siphons ayant une capacité d'évacuation de $120 \text{ m}^3/\text{s}$ se résument dans les points suivants :

- 1- La fixation du diamètre minimum des orifices d'aération en fonction des niveaux d'eau variables dans le réservoir.
- 2- La détermination de l'effet d'échelle sur le comportement du débit évacué à travers la comparaison modèle - prototype.
- 3- La maîtrise du phénomène d'amorçage moyennant une aération adéquate.
- 4- La possibilité de variation des sections d'aération sans avoir provoquer des problèmes de cavitation ou de vibration dans le système hydraulique.

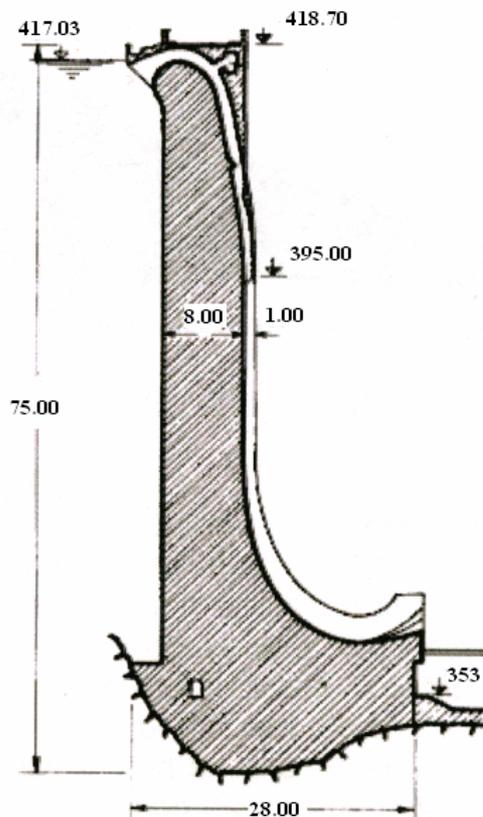


Fig.1.3. Section transversale du barrage Oker (Allemagne) avec l'évacuateur en siphon

Conclusion à la première partie

La modélisation physique en hydraulique est une technique de conception inévitable surtout si on vise l'optimisation des ouvrages hydrauliques tels que les organes d'évacuation. Cette modélisation sert de moyen incontournable d'assurance pour le fonctionnement des ouvrages d'évacuation objet de notre étude et facilite le processus de détermination définitive des dimensions de ces ouvrages. Dans la pratique, la majorité de modèles hydrauliques des ouvrages courts sont étudiés par la similitude de Froude ou de Reynolds.

Si les types d'ouvrages d'évacuation sont nombreux et variés, leur choix pose souvent de délicats problèmes et il semble difficile d'énoncer des règles précises fixant les conditions d'emploi de chacun d'eux.

Plusieurs exemples d'ouvrages d'évacuation ont été décrits et commentés et en particulier les ouvrages d'évacuation en siphon. Ces ouvrages de décharges frustes qui ne demandent pratiquement ni surveillance ni entretien. Ils présentent l'avantage d'une grande sensibilité à l'élévation du plan d'eau et d'un débit par mètre linéaire de seuil très élevé. Ces avantages leur offrent la priorité d'utilisation lorsqu'il s'agit des encombrements réduits et des décréments faibles.

Nous constatons que les exemples exposés mettent en relief l'utilité des ouvrages d'évacuation en siphon par contre ne donnent pas d'importance aux types de profils longitudinaux de ces organes.

Si la section transversale des siphons est généralement rectangulaire, il semble judicieux de chercher le rapport des dimensions de cette section qui assure l'évacuation maximale tout en faisant maintenir un profil longitudinal donnée.

Nous évoquerons plus loin dans la troisième partie de cette étude cette problématique où nous essayerons d'amener des éléments de réponses à ce questionnement qui mérite d'être soigneusement solutionner.

DEUXIÈME PARTIE

CONTRIBUTION A L'ÉTUDE THEORIQUE
DES OUVRAGES D'ÉVACUATION

CHAPITRE I : ÉTUDE DESCRIPTIVE DES OUVRAGES D'ÉVACUATION

CHAPITRE II : OUVRAGES D'EVACUATION : DEVELOPPEMENT THEORIQUE

Introduction

Le calcul de la profondeur d'un écoulement est un problème qui se pose couramment dans la pratique de l'ingénieur hydraulicien (Sinniger, 1989; Chow, 1981). C'est un paramètre fondamental nécessaire au bon dimensionnement des canaux ouverts ou fermés. Pour ce type d'ouvrages, plusieurs méthodes de calcul de la profondeur de l'écoulement ont été proposées par le passé et elles concernent aussi bien l'écoulement uniforme que l'écoulement non uniforme graduellement varié (Lencastre, 1999). Le calcul repose sur un développement théorique rigoureux et aboutit en règle générale à un résultat très satisfaisant.

Par contre, lorsqu'il s'agit d'évaluer la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir, le problème devient plus complexe et les méthodes de calcul sont quasi inexistantes. Aucun développement théorique n'a pu aboutir en effet à une évaluation acceptable de la profondeur pour ce type d'ouvrage et la raison essentielle est liée à la forme géométrique du parement aval du barrage-déversoir. Cette forme, variable selon le type d'ouvrage projeté, induit un écoulement non uniforme dans l'espace et rend complexe ou quasi impossible le calcul de la perte de charge occasionnée par les frottements par application des relations classiques de l'hydraulique générale.

Comme dans le cas des canaux ouverts et fermés, la profondeur de l'écoulement incident au pied aval d'un barrage-déversoir est un paramètre essentiel au bon dimensionnement de tout ouvrage devant être projeté à l'aval du barrage-déversoir lui-même (Smetana, 1948; 1949). C'est le cas par exemple d'un bassin amortisseur (Achour, 1997) qui constitue un élément de dissipation d'énergie ou d'un tout autre type d'ouvrage d'évacuation. Le dimensionnement d'un bassin amortisseur repose sur la connaissance du nombre de Froude de l'écoulement incident, lui-même fortement dépendant de la profondeur initiale de cet écoulement (Hager, 1992). En outre, la vitesse de l'écoulement incident est un élément fondamental lorsque l'on souhaite évaluer les forces tractrices qui agissent sur le fond de l'ouvrage de dissipation ou d'évacuation. Nous pouvons ajouter à cela que le calcul de la courbe de remous de l'écoulement non uniforme, qui peut être occasionnée sur l'ouvrage d'évacuation succédant au barrage-déversoir, est fondamentalement tributaire de la connaissance de la profondeur initiale de l'écoulement. Celle-ci constitue le point de départ de la courbe de remous et coïncide avec la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir. Par ces exemples, on comprend ainsi toute l'importance que l'on doit accorder à l'évaluation, aussi précise que possible, de cette profondeur. C'est dans ce contexte que s'inscrit notre étude dans cette deuxième partie. Elle vise principalement à proposer au projeteur une méthode d'évaluation de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte

penne. Notre choix s'est porté sur le barrage-déversoir à forte penne en raison de sa large implantation dans la pratique.

Pour atteindre cet objectif, nous avons délibérément divisé notre étude en deux chapitres. Le premier chapitre présente un état des connaissances sur les barrages-déversoirs en mettant l'accent sur les caractéristiques hydrauliques de l'écoulement qui s'y écoule.

La forme de la crête des déversoirs adoptée par le passé était de forme parabolique. Henri Emile Bazin (1829-1917), Ingénieur hydraulicien français qui eut travaillé au début de sa carrière avec H.P.G. Darcy, fut l'un des premiers à entreprendre des essais au laboratoire concernant la forme de la nappe déversante (Chanson, 1997) ; (Chanson, 1998). L'application pratique des mesures de Bazin conduit à une forme de la crête du déversoir coïncidant avec la face inférieure de la nappe aérée franchissant un déversoir à paroi mince. Théoriquement, l'adoption d'un tel profil dit "profil de Bazin" ne devrait pas engendrer de pression négative sur la crête du déversoir. En réalité, des pressions négatives peuvent exister sur un tel profil en raison des frottements occasionnés par la rugosité du parement aval du déversoir et ces pressions peuvent mener à un effet néfaste de la cavitation. Ainsi, le profil Bazin a été modifié et d'autres profils ont été alors proposés. Nous pouvons citer le profil Creager (1929) développé, par une approche mathématique, sur la base des mesures de Bazin (1888-1898), le profil Creager modifié (1950) issu des données de l'U.S. Bureau of Reclamation (USBR), (1948), le profil Scimemi (1930), le profil Smetana (1948), le profil de De Marchi (1928) et le profil Escande (1937). Ces divers profils ont été largement commentés et discutés dans l'excellente étude de Grzywiński (1951).

Pour illustrer le fonctionnement hydraulique de ces ouvrages d'évacuation, nous avons choisi de ne présenter que quelques profils géométriques et notamment ceux les plus connus. Il s'agit en l'occurrence du barrage-déversoir de type Creager (1929) et de types standard WES (1952), (US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station), dont on connaît le mieux le comportement et les équations du profil géométrique.

Etant donnée la nature épaisse de la paroi du barrage-déversoir, nous avons fait appel à la théorie du projectile (Boussinesq, 1907 ; 1908 ; Chow, 1981) qui permet, non seulement de mieux comprendre le cheminement de la particule liquide au-dessus du seuil de l'ouvrage mais de définir surtout les relations théoriques qui régissent ce cheminement. Nous avons voulu terminer le premier chapitre de cette deuxième partie en mettant l'accent sur l'état des connaissances relatif au calcul de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte penne. La forte penne est une caractéristique d'amélioration de la capacité d'évacuation et nécessite par contre des moyens appropriés de dissipation d'énergie

engendrée par des vitesses aussi fortes (Rice, Kadavy, 1996). Ce choix n'est ni fortuit ni arbitraire, mais constitue au contraire un élément clé de notre contribution. Nous présenterons en effet l'unique méthode de calcul pratique de la profondeur de l'écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente, proposée par l'USBR (1955). La particularité de cette méthode réside dans son caractère pratique, puisqu'elle repose sur des mesures in-situ, c'est à dire sur des ouvrages déjà existants. Elle permet en fait l'évaluation de la vitesse incidente de l'écoulement lorsque les caractéristiques de celui-ci et les caractéristiques géométriques du barrage-déversoir sont connues. L'inconvénient de la méthode est assurément son application par voie graphique qui peut induire des erreurs dans la lecture des paramètres requis, notamment lorsque l'interpolation est nécessaire. La méthode préconisée par l'USBR (1955) est donc une méthode graphique, dont l'application devrait être effectuée avec beaucoup de précaution. Mais tous les inconvénients que peut engendrer l'application de cette méthode sont particulièrement pris en charge par notre étude. Nous verrons dans le deuxième chapitre de cette deuxième partie que si la méthode de l'USBR (1955) a été de tout temps considérée comme une méthode graphique, notre étude propose de la transformer en une méthode semi analytique. Le graphique sera remplacé par une équation semi empirique par la combinaison d'une approche théorique simplifiée et des valeurs expérimentales issues des observations de l'USBR (1955). Par le biais d'un changement de variable adéquat, le graphique de l'USBR (1955) est remplacé dans un premier temps par une courbe unique adimensionnelle et par une équation généralisée dans un second temps. Un ajustement, basé sur la méthode des moindres carrés linéaires, a permis de confirmer la validité de notre approche. Un exemple d'application sera présenté pour mieux appréhender et apprécier la méthode proposée.

CHAPITRE I

ÉTUDE DESCRIPTIVE DES OUVRAGES D'ÉVACUATION

I.1. Etat des connaissances sur les écoulements par dessus les barrages-déversoirs

I.1.1. Profil type Creager

Soit un déversoir vertical, à mince paroi, arasé en A (figure 2.1). L'écoulement par dessus le déversoir s'effectue à nappe librement aérée, passant par l'arête A du déversoir. Le long du profil ASN de la lame déversante, correspondant au profil limite, la pression est égale à la pression atmosphérique. Si l'on remplissait de béton l'espace situé sous cette lame, nous obtiendrions un barrage-déversoir à seuil épais dont le coursier épouserait exactement la forme du profil inférieur de la nappe libre. La pression correspondrait également à la pression atmosphérique le long du barrage-déversoir obtenu, ce qui revient à conclure que la nappe n'exerce aucune pression sur le coursier. William Pitcher Creager (1878-1953) en 1929 a publié, sur cette base, ses travaux établis sur un barrage-déversoir type fonctionnant sous une charge $H = 1$ m et dont les coordonnées x et z du profil, rapportées au parement amont, sont regroupées dans le tableau 2.1. Dans le même tableau 2.1 (Krémenetski et *al.*, 1984) sont également consignées les coordonnées x et z' de la surface libre de la nappe guidée par le profil. Toutes ces coordonnées ont permis le tracé de la figure 2.1.

Tableau 2.1. Coordonnées du profil du barrage-déversoir type Creager et de la nappe déversante

Profil du barrage		Surface libre z'/H
x/H	z/H	
0,0	0,126	- 0,831
0,1	0,036	- 0,803
0,2	0,007	- 0,772
0,3	0,000	- 0,740
0,4	0,007	- 0,702
0,6	0,060	- 0,620
0,8	0,147	- 0,511
1,0	0,256	- 0,380
1,2	0,393	- 0,219
1,4	0,565	- 0,030
1,7	0,873	0,305
2,0	1,235	0,693
2,5	1,960	1,500
3,0	2,824	2,500
3,5	3,818	3,660
4,0	4,930	5,000
4,5	6,22	6,540

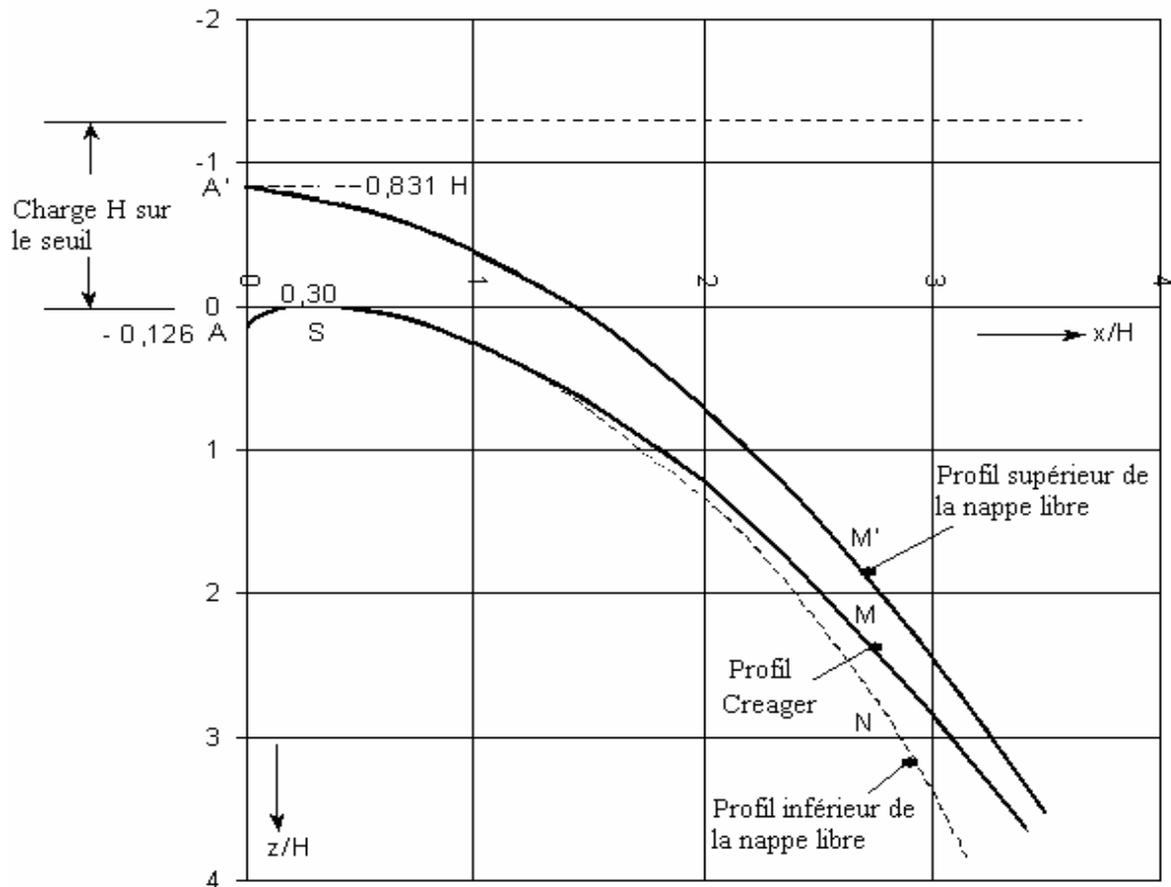


Fig.2.1. Nappe libre et profil géométrique du barrage-déversoir type Creager

Il est à noter que le profil adopté par Creager n'épouse pas tout à fait le profil inférieur de la nappe déversante libre (figure 2.1), mais il se situe légèrement au-dessus. Il correspond en fait au profil ASM, au lieu du profil ASN représenté sur la même figure. Ainsi, la nappe déversante exerce une légère pression sur le parement aval du profil géométrique, ce qui permet d'éviter des dépressions éventuelles qui pourraient se produire si l'on devait adopter le profil ASN de pression nulle ($p = 0$).

Creager (1950) a étudié et précisé les conditions dans lesquelles le profil type, tracé pour une charge $H = 1$ m, fonctionne sous des charges h inférieures à H . Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau 2.2 dans lequel sont indiqués :

1. les débits unitaires ou linéaires q en m^3/s et par mètre de longueur de déversoir (m^2/s).
2. les profondeurs relatives h/H .
3. les coefficients de débit issus des observations expérimentales et tirés de la formule classique :

$$C_d = \frac{q}{\sqrt{2g} h^{3/2}} \quad (2.1)$$

Dans la relation (2.1), la profondeur h représente en fait la hauteur de la lame déversante comptée au-dessus de la crête du seuil. Elle est à la puissance $3/2$ en raison de la forme rectangulaire ou bidimensionnelle de la section en crête.

Tableau 2.2. Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement au-dessus un barrage-déversoir de type Creager pour des charges H inférieures à 1 m

h/H	q débits linéaires $m^3/s/m$	C_d coefficients de débit
0,10	0,075	
0,20	0,180	0,448
0,30	0,340	
0,40	0,500	0,459
0,50	0,725	
0,60	0,975	0,468
0,70	1,250	
0,80	1,550	0,480
0,90	1,900	
1,00	2,220	0,501

Le tableau 2.2 permet ainsi de conclure que le coefficient de débit augmente avec l'accroissement de la charge et que, pour la charge de tracé correspondant à $h/H = 1$, il atteint la valeur 0,5. Certains seuils très mal profilés ont un coefficient de débit de l'ordre de 0,3 ce qui représente une perte de 67% de la capacité d'évacuation comparée à celui ayant un bon profil de coefficient de débit de l'ordre de 0,5 (Degoutte et *al.*, 1992).

Les données consignées dans les tableaux précédents résultent de mesures effectuées sur un modèle réduit type Creager, tracé pour une charge $H = 1$ mètre. Pour déterminer les dimensions d'un barrage devant fonctionner sous une charge H de plusieurs mètres, il suffit de multiplier par H les coordonnées des courbes du modèle réduit et par $H^{3/2}$ les débits unitaires q .

Nous pouvons enfin signaler que d'après Scimemi (1930), le profil Creager, rapporté au sommet S (figure 2.1), admet pour équation :

$$z/H = 0,47 (x/H)^{1,8} \quad (2.2)$$

La relation (2.2) peut être confirmée en représentant graphiquement, dans un système d'axes à coordonnées à divisions cartésiennes, z/H en fonction de $(x/H - 0,30)$, valeurs tirées du tableau 2.1. L'origine des axes correspond au sommet S du profil type Creager.

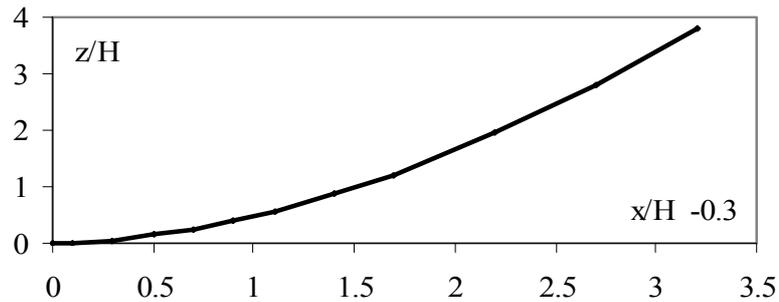


Fig.2.2. Représentation graphiques de z/H en fonction de $(x/H - 0,30)$ du profil type Creager

Le graphique ainsi obtenu a été soumis à un ajustement, basé sur la méthode des moindres carrés non linéaires, qui a permis d'écrire :

$$z/H = 0,4783 (x/H - 0,30)^{1,7991} \quad (2.3)$$

La relation (2.3) a été obtenue avec un excellent coefficient de corrélation $R^2 = 0,9995$.

I.1.2. Profil standard type WES

Entre les années 1932 et 1948, des expériences sur la forme de la nappe liquide franchissant un déversoir à paroi mince ont été effectuées par l'USBR (1948). En considérant en outre les résultats obtenus par Bazin (1888-1898), l'USBR définit les coordonnées des surfaces inférieure et supérieure de la nappe pour des déversoirs à paroi amont verticale ou inclinée. Les résultats de ces essais expérimentaux ont été utilisés par l'USCE (U.S. Army Corps of Engineers) et plusieurs formes standard ont été développées et sont désignées par WES (Waterways Experiment Station). Ces formes répondent à l'équation suivante :

$$x^n = KH_d^{n-1}y \quad (2.4)$$

x et y sont respectivement les coordonnées longitudinale et verticale du profil du déversoir dont le point le plus haut correspond à l'origine des axes. Le paramètre H_d est la charge de dimensionnement excluant la hauteur capable de la vitesse d'approche de l'écoulement, tandis que K et n sont des paramètres dépendant de la pente de la paroi amont de l'ouvrage. Le tableau 2.3 regroupe les valeurs de K et de n en fonction de la pente amont du déversoir standard.

Tableau 2.3. Valeurs des paramètres K et n de l'équation (2.4)

Pente amont	K	n
Vericale	2,000	1,850
3/1	1,936	1,836
3/2	1,939	1,810
3/3	1,873	1,776

La figure 2.3 montre le schéma détaillé du déversoir standard type WES à paroi amont verticale correspondant, selon le tableau 2.3, aux valeurs $K = 2,000$ et $n = 1,850$.

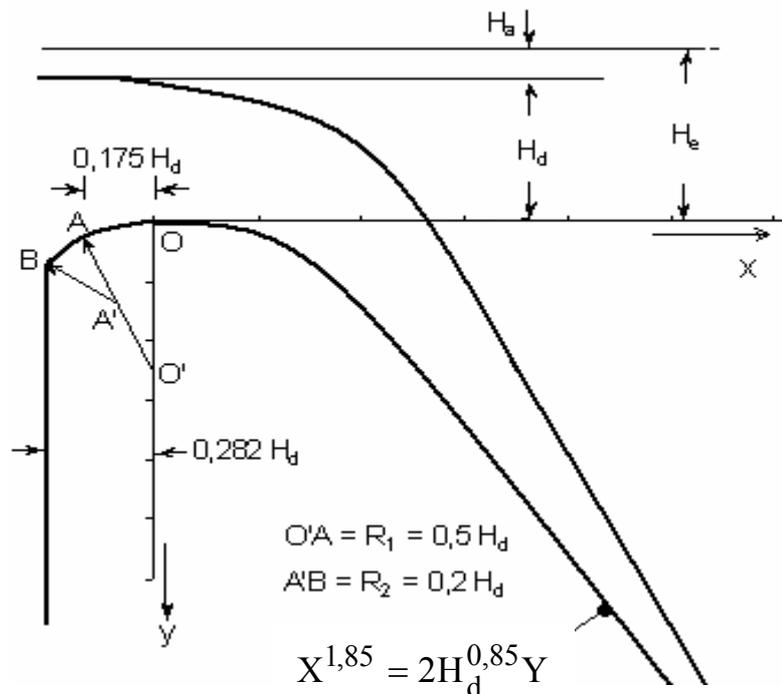


Fig.2.3. Schéma détaillé du profil standard type WES, à paroi amont verticale

En ce qui concerne le profil de la surface supérieure de la nappe franchissant le déversoir standard type WES, de nombreux essais sur modèles réduits ont été effectués. Le tableau 2.4 regroupe les valeurs des coordonnées adimensionnelles $X = x/H_d$ et $Y = y/H_d$ de la surface supérieure de la nappe pour des vitesses d'approche de l'écoulement négligeables et pour diverses valeurs de la charge relative H/H_d . H_d est définie comme étant la charge de dimensionnement ne tenant pas compte de l'effet de la vitesse d'approche de l'écoulement. H représente la charge franchissant le seuil du déversoir autre que la charge de dimensionnement. Trois valeurs seulement de la charge relative H/H_d sont proposées par le tableau 2.4 ; $H/H_d = 0,50 ; 1 ; 1,33$. Les différents profils de surface intermédiaires doivent être obtenus par interpolation.

Tableau 2.4. Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale

$H/H_d = 0,50$		$H/H_d = 1$		$H/H_d = 1,33$	
$X = x/H_d$	$Y = y/H_d$	$X = x/H_d$	$Y = y/H_d$	$X = x/H_d$	$Y = y/H_d$
-1	-0,490	-1	-0,933	-1	-1,210
-0,8	0,484	-0,8	-0,915	-0,8	-1,185
-0,6	-0,475	-0,6	-0,893	-0,6	-1,151
-0,4	-0,460	-0,4	-0,865	-0,4	-1,110
-0,2	-0,425	-0,2	-0,821	-0,2	-1,060
0	-0,371	0	-0,755	0	-1,000
0,2	-0,300	0,2	-0,681	0,2	-0,019
0,4	-0,200	0,4	-0,586	0,4	-0,821
0,6	-0,075	0,6	-0,465	0,6	-0,705
0,8	0,075	0,8	-0,320	0,8	-0,569
1,0	0,258	1,0	-0,145	1,0	-0,411
1,2	0,470	1,2	0,055	1,2	-0,220
1,4	0,705	1,4	0,294	1,4	-0,002
1,6	0,972	1,6	0,563	1,6	0,243
1,8	1,269	1,8	0,857	1,8	0,531

L'équation $x^{1,85} = 2H_d^{0,85}y$, du profil standard type WES à paroi amont verticale représenté sur la figure 2.3, peut être transformée en une équation adimensionnelle en divisant chacun de ses membres par $H_d^{1,85}$. Nous obtenons alors la relation suivante :

$$(x/H_d)^{1,85} = 2(y/H_d) \tag{2.5}$$

En tenant compte d'une part des valeurs consignées dans le tableau 2.4 et de la relation (2.5) d'autre part, nous représentons sur la figure 2.4 le tracé adimensionnel du profil géométrique du déversoir ainsi que de celui de la surface supérieure de la nappe. Nous obtenons ainsi trois profils de la nappe supérieure selon les valeurs de $H/H_d = 0,50; 1$ et $1,33$.

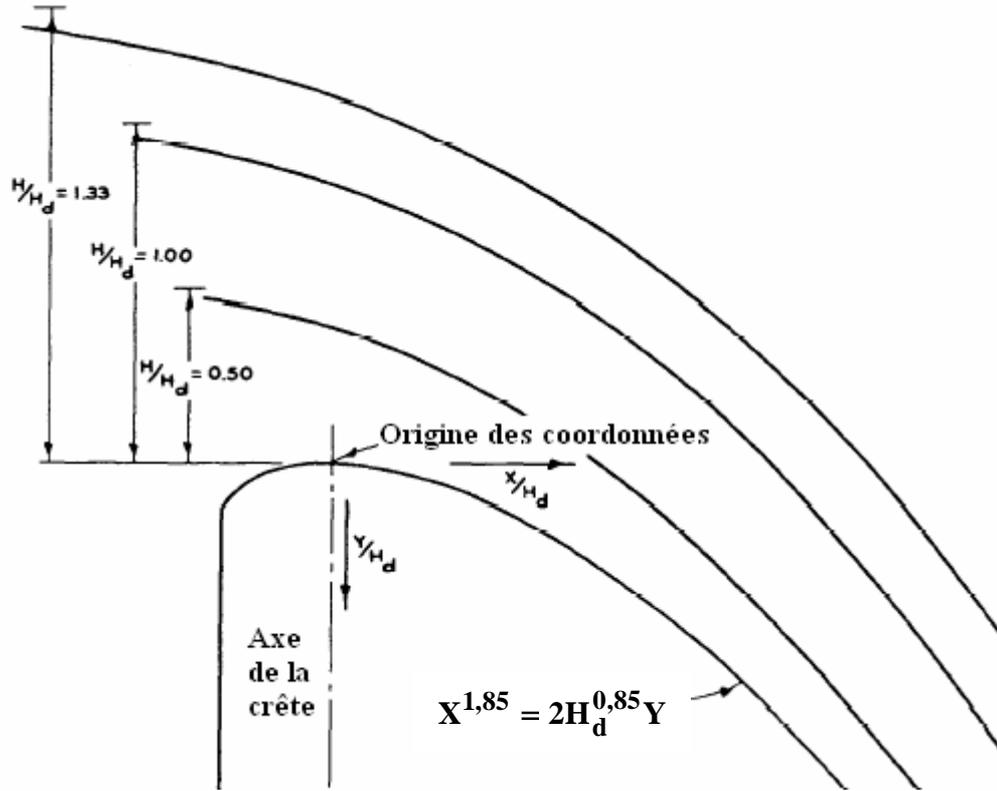


Fig.2.4. Déversoir standard type WES à paroi amont verticale. Représentation adimensionnelle du déversoir selon la relation (2.5) de la nappe supérieure selon les valeurs du tableau 2.4

Nous orientons l'attention pour plus de détail sur ce type de profil à l'excellente étude numérique en 2D et en 3D, (Ho et *al.*, 2001).

I.1.2.1. Débit de l'écoulement par dessus le barrage-déversoir de type WES

Le débit de l'écoulement franchissant le déversoir peut être estimé par une équation pour les déversoirs standard type WES, qui s'écrit :

$$Q = CL_e H_e^{3/2} \quad (2.6)$$

Dans cette dernière relation, H_e désigne la charge au-dessus la crête du déversoir tout en

tenant compte de la hauteur capable de la vitesse d'approche H_a de l'écoulement (figure 2.3). Le paramètre C , représente le coefficient de débit. La longueur L_e figurant dans la relation (2.6) correspond à la longueur effective de la crête du déversoir.

Des essais sur modèles réduits, à l'échelle du laboratoire, ont clairement montré que l'effet de la vitesse d'approche H_a de l'écoulement est négligeable lorsque la hauteur géométrique s du déversoir est plus grande que $1,33H_d$. Sous cette condition, c'est à dire pour la charge de dimensionnement H_d telle que $s/H_d > 1,33$ et $H_e = H_d$ (vitesse d'approche négligeable), le coefficient de débit C figurant dans la relation (2.6) est tel que $C = C_d = 4,03$, C_d est le coefficient de débit obtenu pour la charge de dimensionnement H_d . Il est à noter que l'inégalité $s/H_d > 1,33$ implique généralement que le déversoir est géométriquement haut (dimension importante en hauteur). Pour les petits déversoirs (dimension peu importante en hauteur), tels que $s/H_d < 1,33$, la vitesse d'approche de l'écoulement a un effet non négligeable, voire même appréciable sur le coefficient de débit C et par conséquent sur le profil de la nappe déversante.

Un diagramme adimensionnel (figure 2.5), tracé selon les données de (Waterways Experiment Station), et qui traduit la relation fonctionnelle $f(H_e/H_d, s/H_d, C/C_d) = 0$ où $C_d = 4,03$, peut être utilisé pour montrer l'effet de la vitesse d'approche de l'écoulement dans le cas des déversoirs standards type WES à paroi amont verticale. Pour les déversoirs type WES à paroi amont inclinée suivant les rapports 3/1, 3/2 et 3/3, le coefficient de débit C obtenu pour une paroi amont verticale doit être multiplié par un coefficient de correction dépendant non seulement de la pente de la paroi amont mais aussi du rapport s/H_d . Ce facteur de correction peut être également déterminé par voie graphique, selon les données de l'USBR (1948), sur la même figure 2.5.

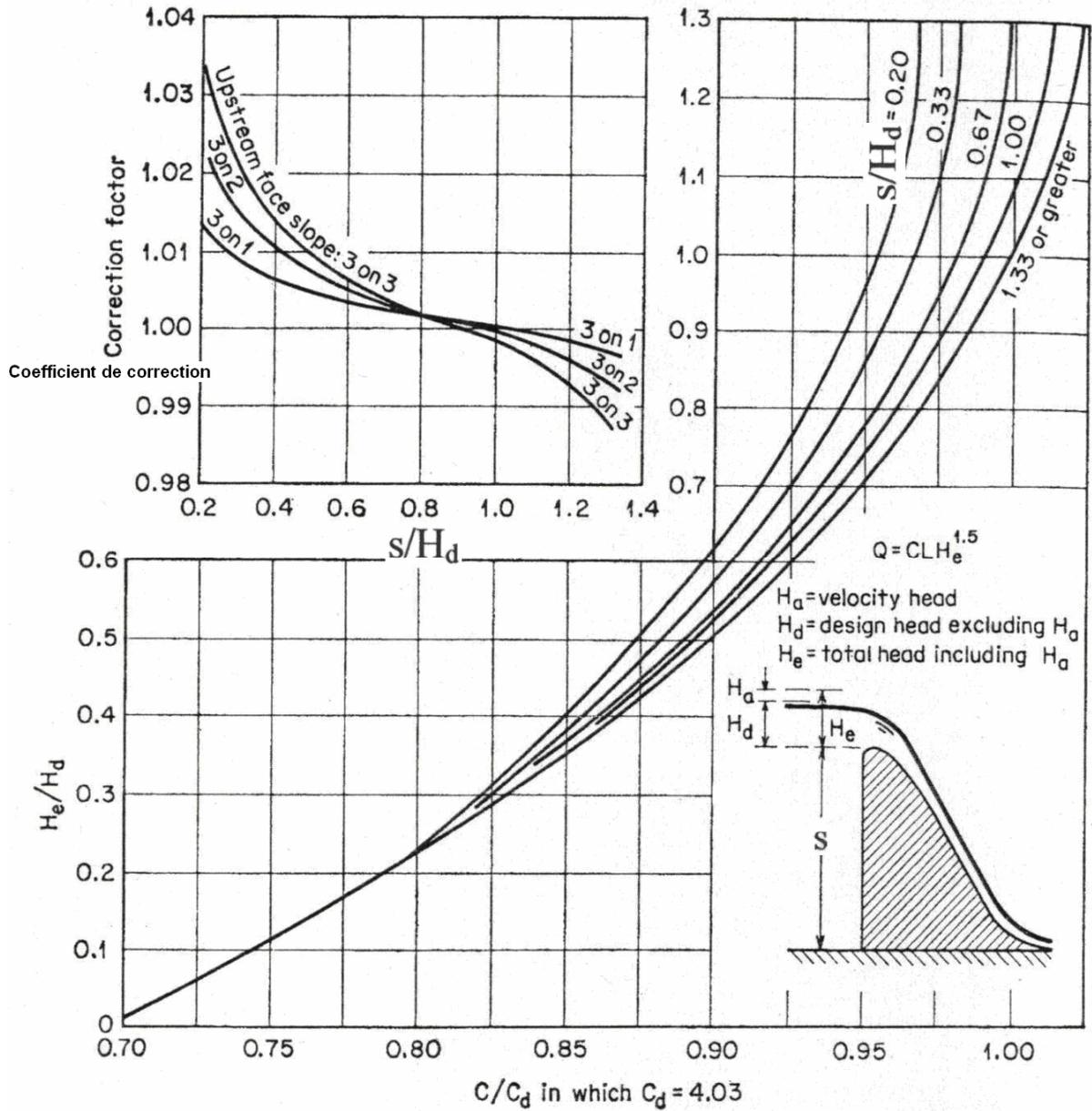


Fig.2.5. Représentation graphique de la relation fonctionnelle $f(H_e/H_d, s/H_d, C/C_d) = 0$ et le coefficient de correction du coefficient de débit en fonction de s/H_d et de la pente de la paroi amont, pour le déversoir standard type WES ($C_d = 4,03$)

I.2. Écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente

La vitesse théorique V_1 de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir, représenté sur la figure 2.6, peut être calculée par la relation suivante issue de l'application de l'équation de Bernoulli :

$$V_1^2 = 2g(Z + H_a - h_1) \quad (2.7)$$

Z est la distance verticale séparant le niveau de la retenue et le niveau du pied aval du barrage-déversoir, H_a est la hauteur capable de la vitesse d'approche de l'écoulement dans la retenue et h_1 est la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir.

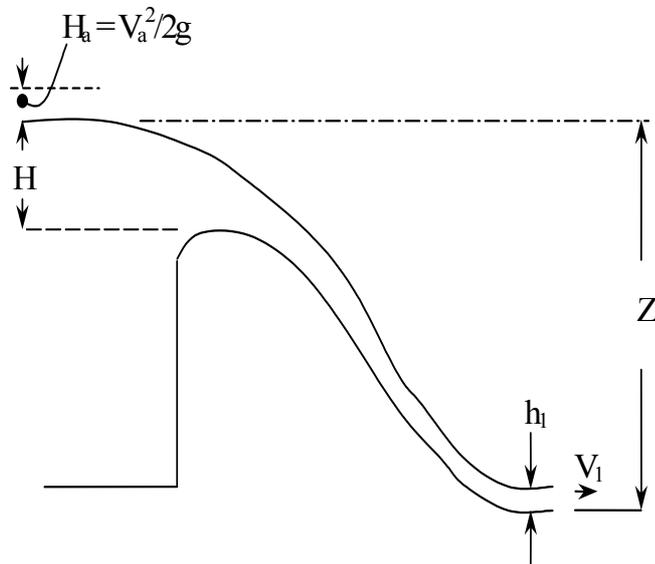


Fig.2.6. Écoulement par dessus un barrage-déversoir.
Schéma de définition des caractéristiques hydrauliques

En raison de la perte de charge se produisant par frottement le long du parement aval du barrage-déversoir, la valeur réelle de la vitesse V_1 est toujours plus faible que la valeur théorique. La valeur réelle de V_1 dépend essentiellement de la charge H au-dessus de la crête du déversoir, de Z , de la pente et de la rugosité du parement aval du barrage-déversoir. Il est à noter que l'USBR considère une vitesse théorique telle que :

$$V_1^2 = 2g\left(Z - \frac{H}{2}\right) \quad (2.8)$$

Les essais ont montré que l'écart observé entre les valeurs théorique et expérimentale de la vitesse V_1 augmente quand la charge H est plus petite et que Z croît. En se basant sur les résultats d'essais effectués sur des ouvrages réels en fonctionnement, notamment ceux de Shasta et de Grand Coulee aux USA, l'USBR propose un diagramme permettant l'estimation de la vitesse réelle V_1 ou (V_A) en fonction de Z et de H . Ce diagramme est représenté sur la figure 2.7 et sous sa forme originale sur la figure 2.7' et il est applicable pour des barrages-déversoirs à forte pente aval, variant entre 1/0,6 à 1/0,8.

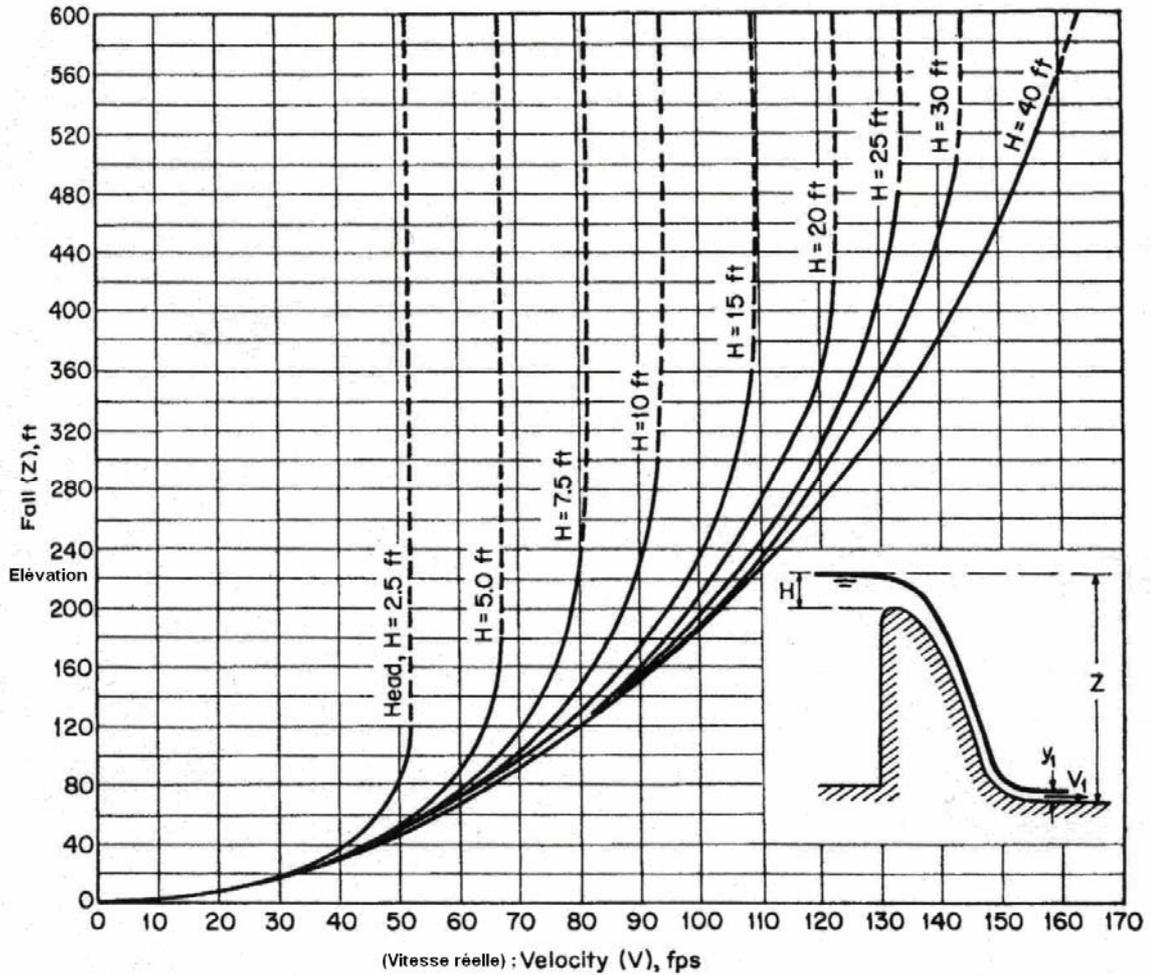


Fig.2.7. Variation des vitesses réelles au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente aval en fonction de la cote de la retenue et de la charge sur le déversoir

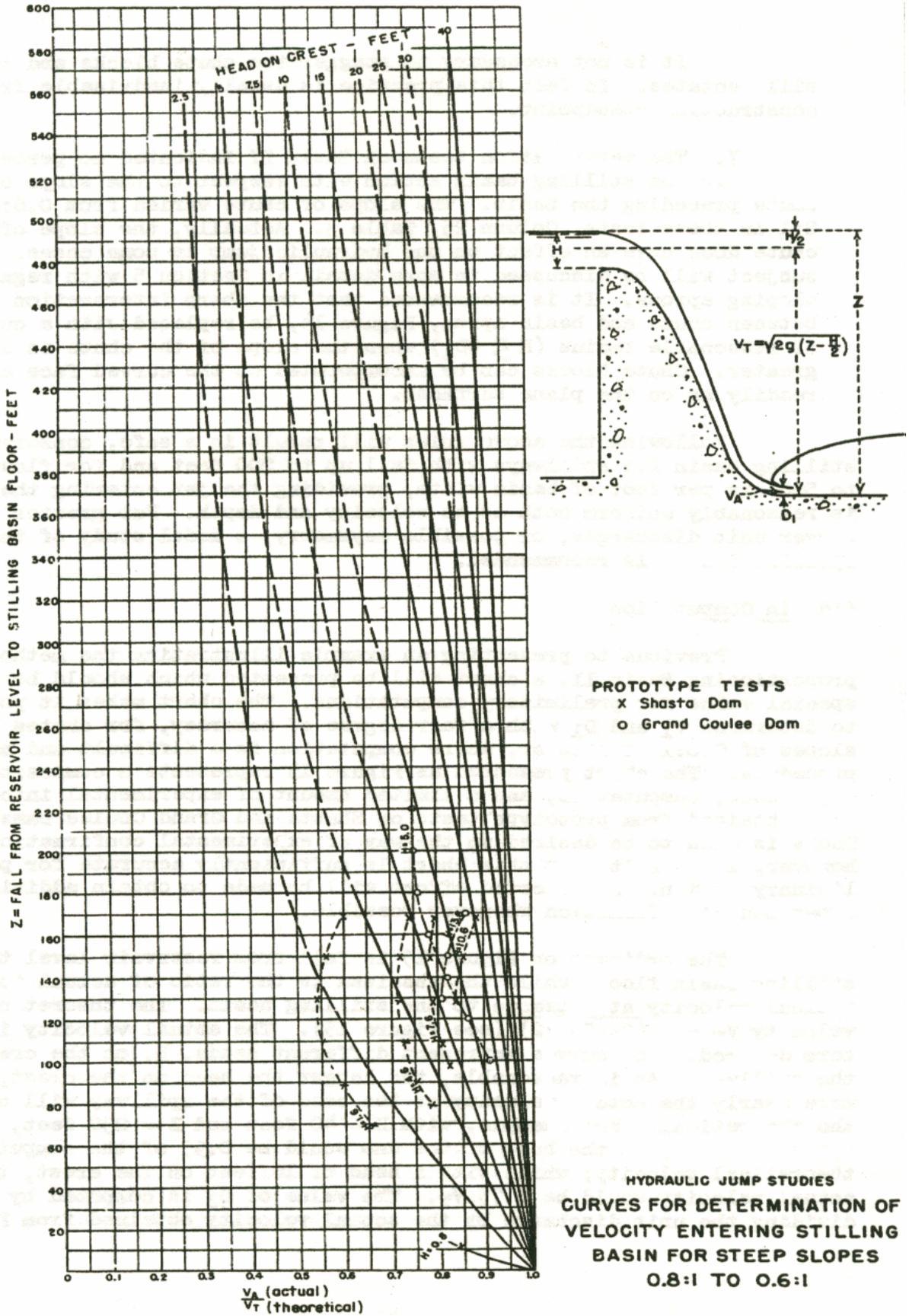


Fig.2.7'. Variation du rapport des vitesses (réelle/théorique) au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir

CHAPITRE II

OUVRAGES D'ÉVACUATION : DEVELOPPEMENT THEORIQUE

II. Contribution au calcul de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente

II.1. Objectif de l'étude

L'objectif principal de notre étude est d'examiner les possibilités théoriques ou semi-empiriques pouvant mener au calcul précis, ou pouvant être considéré comme tel, de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente.

Cet objectif est motivé au regard de l'importance de ce calcul dont sont tributaires le profil en long de l'écoulement à l'aval du barrage-déversoir ainsi que le dimensionnement des bassins amortisseurs, succédant à l'ouvrage étudié.

La question à laquelle nous voulons donc répondre est : comment procéder au calcul de la profondeur au pied aval du barrage-déversoir lorsque sa pente aval est forte ? Lors de la revue bibliographique, nous avons mis en relief les seuls essais in-situ de l'USBR qui ont été traduits graphiquement. Le diagramme proposé (figure 2.7 ou 2.7') montre la variation de la vitesse moyenne de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir en fonction de la charge déversée et de la différence de côte entre le niveau de la retenue et le radier aval du barrage-déversoir.

Le diagramme présenté est d'une part en unités anglo-saxonnes et présente l'inconvénient de procéder à une interpolation lorsque les données du problème ne correspondent pas exactement à l'une des courbes du diagramme. Cette interpolation peut engendrer des erreurs non négligeables lors du calcul de la vitesse moyenne de l'écoulement et par voie de conséquence lors de l'estimation de sa profondeur. Celle-ci nécessite pourtant un calcul aussi précis que possible pour les raisons que nous avons mentionnées précédemment.

Pour répondre de manière acceptable à l'objectif de notre étude, nous allons nous servir des données pratiques de l'USBR en remplaçant le diagramme proposé par une équation, après un changement de variable judicieux. Un développement théorique sera proposé pour le calcul de la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir. Cette équation ne tient pas compte de l'effet des frottements sur le parement aval de l'ouvrage considéré et cette insuffisance sera comblée par les données réelles de l'USBR.

II.2. Calcul théorique de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente

Lorsque l'on considère un barrage-déversoir et en faisant abstraction du caractère fort ou faible de sa pente aval ainsi que de l'effet des frottements qui s'y produisent, nous pouvons établir une équation théorique, à termes adimensionnels, qui lie tous les paramètres hydrauliques et géométriques de l'écoulement. Le caractère adimensionnel de cette équation permet donc sa généralisation, sous les mêmes conditions de son établissement. Sur la figure 2.8, semblable à la figure 2.6, est schématiquement représenté un écoulement franchissant un barrage-déversoir de forme parabolique. L'écoulement est caractérisé par la charge déversante H , par la hauteur capable H_a de la vitesse d'approche, par la profondeur aval h_1 et par la vitesse moyenne V_1 .

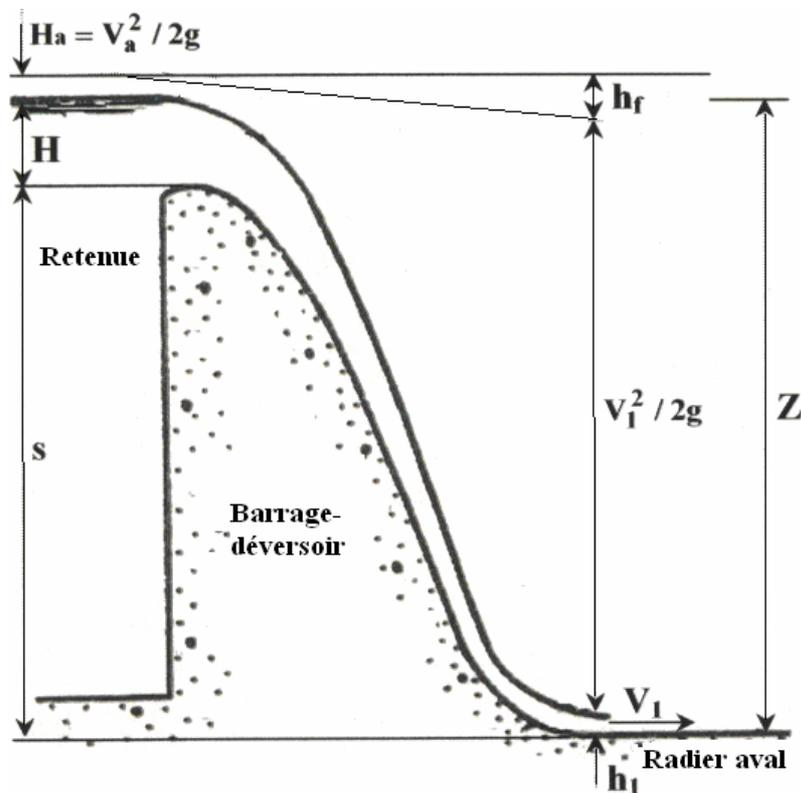


Fig.2.8. Schéma de définition à l'établissement de la relation fonctionnelle $f(Z, H, h_1) = 0$

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 barrage-déversoir. La perte de charge h_f peut être négligée si la forme du parement aval du barrage-déversoir est de forme limite. Mais cette possibilité n'est offerte que si le barrage-déversoir ne fonctionne seulement que sous la charge de dimensionnement. En outre, la ligne de charge totale a été représentée sur la figure 2.8. Son allure a été

arbitrairement tracée puisque nous sommes dans l'impossibilité de la définir avec précision. Les pertes de charge par frottement sont également difficiles à évaluer dans l'état actuel de nos connaissances. Elles dépendent en effet à la fois de la forme géométrique du parement aval de l'ouvrage dont la forme n'est pas rectiligne et de la profondeur de l'écoulement qui s'y écoule, ou plus exactement du diamètre hydraulique qui varie le long du parcours de l'écoulement. Les pertes de charges seront donc négligées lors de l'établissement de toute relation théorique.

En désignant par s la hauteur géométrique du barrage-déversoir, comptée depuis le radier aval jusqu'à la crête du seuil, la figure 2.8 permet géométriquement d'écrire que :

$$Z = s + H \quad (2.9)$$

En outre, l'écoulement est fluvial à l'amont de l'ouvrage, c'est à dire dans la retenue, puis devient critique au droit du deuil du barrage-déversoir et devient torrentiel tout le long du parement aval de l'ouvrage. La charge H , figurant dans la relation (2.9), peut donc être considérée comme étant la charge critique H_c , à condition que la vitesse d'approche de l'écoulement soit insignifiante. C'est ce qui ressort de l'étude de l'USBR, que nous avons présentée lors du premier chapitre de cette partie de notre étude, à condition que le rapport entre la hauteur géométrique s du déversoir et la charge de dimension H_d et tel que $s/H_d > 1,33$.

En appliquant l'équation de Bernoulli entre la section constituant le plan d'eau dans la retenue et la section de profondeur h_1 , nous pouvons aisément établir la relation suivante. Celle-ci peut être également obtenue en égalant les charges amont et aval.

$$h_1 + V_1^2/2g + h_f = s + H + H_a \quad (2.10)$$

En négligeant la perte de charge h_f pour les raisons que nous avons déjà évoquées et en adoptant les mêmes conditions que celles de l'USBR ($H_a \cong 0$), la relation (2.10) s'écrit plus simplement :

$$h_1 + V_1^2/2g = s + H \quad (2.11)$$

Or, nous savons que $V_1 = q/h_1$ où q est le débit unitaire. Ainsi, la relation (2.11) devient :

$$h_1 + q^2/(2gh_1^2) = s + H \quad (2.12)$$

Etant donné que la charge H est considérée comme étant la charge critique, nous pouvons écrire:

$$H = 3h_c / 2$$

Avec

$$h_c = (q^2/g)^{1/3}$$

Où h_c est la profondeur critique, alors :

$$H = (3/2)(q^2/g)^{1/3}$$

Par la suite, la relation 2.12 devient :

$$h_1 + \frac{4H^3}{27h_1^2} = s + H$$

Soit :

$$h_1^3 - (s + H)h_1^2 + \frac{4}{27}H^3 = 0 \quad (2.13)$$

Ainsi, sous les hypothèses précédemment émises, les caractéristiques géométriques et hydrauliques de l'écoulement représenté par la figure 2.8, sont régies par une équation du troisième degré en h_1 . Les termes de l'équation (2.13) sont homogènes du point de vue des dimensions (L^3). Pour obtenir une équation adimensionnelle, il est judicieux de diviser chacun des termes de l'équation (2.13) par la quantité $(s + H)^3$. Nous obtenons alors l'équation suivante :

$$\left(\frac{h_1}{s + H}\right)^3 - \left(\frac{h_1}{s + H}\right)^2 + \frac{4}{27}\left(\frac{H}{s + H}\right)^3 = 0 \quad (2.14)$$

L'équation précédente peut également s'écrire, en tenant compte de la relation (2.9) :

$$\left(\frac{h_1}{Z}\right)^3 - \left(\frac{h_1}{Z}\right)^2 + \frac{4}{27}\left(\frac{H}{Z}\right)^3 = 0 \quad (2.15)$$

Les termes de l'équation (2.15) sont donc adimensionnels et deux paramètres composés apparaissent, soient : $\psi = h_1/Z$ et $\phi = H/Z$. En tenant compte de ces paramètres, la relation (2.15) prend la forme définitive suivante :

$$\psi^3 - \psi^2 + \frac{4}{27}\phi^3 = 0 \quad (2.16)$$

Nous pouvons déjà indiquer, compte tenu de considérations pratiques et eu égard à la figure 2.8, que les paramètres $\psi = h_1/Z$ et $\phi = H/Z$ sont largement inférieurs à l'unité, puisque $h_1 < Z$ et que $H < Z$. Ainsi, nous pouvons écrire $0 \leq \psi < 1$ et $0 \leq \phi < 1$. En outre, il apparaît clairement que $\psi < \phi$ puisque $h_1 < H$.

La variation du paramètre ψ en fonction de ϕ est représentée graphiquement sur la figure 2.9, selon la relation (2.16). Nous avons calculé les valeurs du paramètre ϕ , en donnant des valeurs arbitrairement choisies au paramètre ψ . Cependant, en pratique, c'est la démarche inverse qu'il faut considérer car le paramètre à rechercher est ψ et par conséquent la profondeur h_1 .

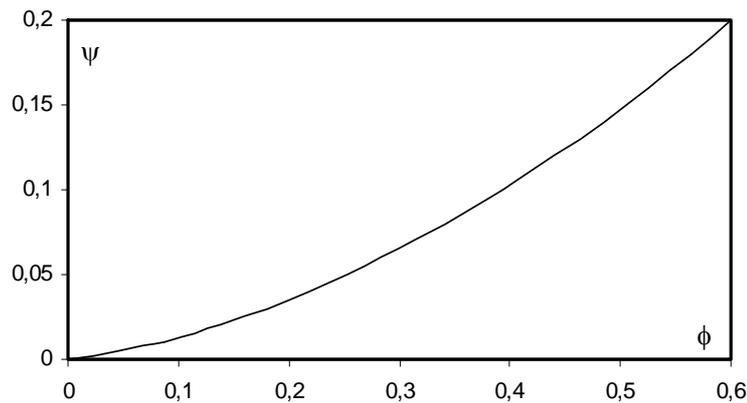


Fig.2.9. Variation de ψ en fonction de ϕ , selon la relation théorique (2.16)

La figure 2.9 montre d'une part que le paramètre ψ augmente avec l'accroissement de ϕ et que d'autre part sa variation semble être de type puissance. Un ajustement, basé sur la méthode des moindres carrés non linéaires, a permis d'écrire que :

$$\psi = 0,4332 \phi^{1,5582} \quad (2.17)$$

La relation (2.17) a été obtenue avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0,9997$. La relation (2.17) ne doit être utilisée que pour estimer l'ordre de grandeur du paramètre recherché ψ , à partir de la valeur connue de ϕ . Il n'est pas recommandé de déduire de manière définitive la valeur de la profondeur h_1 à partir de la relation (2.17), car la plus grande précision possible dans son estimation est requise. Pour cette raison, la résolution de l'équation (2.16) par la voie analytique est souhaitée, et ceci est possible en faisant appel aux fonctions trigonométriques. Pour cela, il faut noter que la relation (2.16) peut se mettre sous la forme de l'équation suivante:

$$\psi^3 + A'\psi^2 + B'\psi + C' = 0 \quad (2.18)$$

Avec :

$$A' = -1 < 0 ; B' = 0 ; C' = \frac{4}{27} \phi^3 > 0$$

Le changement de variable $\psi = x - A'/3 = x + 1/3$, permet d'éliminer le terme du second ordre figurant dans la relation (2.18) qui devient alors :

$$x^3 + \alpha'x + \beta = 0$$

Avec :

$$\alpha' = B' - A'^2 / 3 = -1/3$$

Soit :

$$\alpha' = -1/3$$

$$\beta = 2A'^3 / 27 - A'B'/3 + C' = -2/27 + 4\phi^3 / 27$$

Soit :

$$\beta = \frac{2}{27}(2\phi^3 - 1)$$

Le discriminant de l'équation (2.18) est :

$$\Delta = (\beta/2)^2 + (\alpha'/3)^3$$

D'où :

$$\Delta = \frac{1}{27^2}(2\phi^3 - 1)^2 - \frac{1}{9^3}$$

Après arrangement, le discriminant Δ de l'équation (2.16) s'écrit plus simplement :

$$\Delta = (2/27)^2 \phi^3 (\phi^2 - 1)$$

Compte tenu du fait que le paramètre ϕ est tel que $0 \leq \phi < 1$, nous pouvons aisément déduire que le discriminant Δ est négatif. Du point de vue mathématique, l'équation (2.16) admet trois racines réelles dont l'une seulement a un sens physique qui peut être considérée comme solution du problème exposé et qui s'écrit :

$$\psi = (1/3)[1 + 2 \cos(\alpha/3)] \quad (2.19)$$

Où :

$$\alpha = \pi + \cos^{-1}(2\phi^3 - 1) \quad (2.20)$$

Le paramètre adimensionnel $\phi = H/(s+H)$ n'atteint la valeur 1 que du point de vue strictement théorique. En effet, si $\phi = H/Z = H/(s+H) = 1$, alors $s = 0$ et la hauteur géométrique s du barrage-déversoir est donc nulle. Selon les relations (2.19) et (2.20), la valeur correspondante du paramètre adimensionnel $\psi = h_1/Z = h_1/H$ est $\psi = h_1/H = 2/3$. Ce résultat correspond au cas de l'écoulement en régime critique pour lequel le rapport entre la

profondeur et la charge totale demeure égal à $2/3$. Mais cette condition n'est réalisable que si la profondeur h_1 de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir tendait vers la profondeur critique h_c .

II.3. Transformation adimensionnelle du diagramme de l'USBR

Le diagramme de l'USBR (figure 2.7 et 2.7') représente graphiquement la relation fonctionnelle liant la vitesse moyenne V de l'écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente, la charge déversante H et l'élévation Z du niveau de la retenue par rapport au radier aval (radier du bassin d'amortissement). Ce diagramme, d'une grande utilité pratique, permet d'évaluer la vitesse moyenne V à partir des valeurs connues de H et de Z . Il a été déduit d'essais in-situ réalisés sur des barrages-déversoirs réels en fonctionnement (Shasta et de Grand Coulee), ce qui lui donne un caractère certain de fiabilité et de validité. Les pertes de charge par frottement, qui se produisent le long du parement aval de l'ouvrage, sont prises en considération puisque les mesures ont été effectuées in-situ.

La pente forte du parement aval du barrage-déversoir varie entre $1/0,6$ et $1/0,8$. La charge déversante H varie dans la gamme $0,76\text{m} \leq H \leq 9\text{m}$ et celle de la hauteur géométrique s des barrages-déversoirs est $2,90\text{m} \leq s \leq 150\text{m}$. La vitesse moyenne V atteint parfois 44 m/s environ. Le diagramme de l'USBR est cependant présenté en unités anglo-saxonnes et nécessite une interpolation linéaire lorsque la charge déversante considérée se situe entre deux courbes du diagramme.

Dans un premier temps, notre étude a été consacrée à la transformation du diagramme de l'USBR en unités métriques, puis de le généraliser par une transformation adimensionnelle dans un second temps. Ceci a été rendu possible grâce à un choix judicieux d'un changement de variables correspondant à celles de la relation (2.16).

Remarque :

La vitesse moyenne V au pied aval du barrage-déversoir est désignée par V_1 sur la figure 2.7 correspondant à une profondeur d'écoulement désignée par y_1 . Cette même grandeur V est désignée par V_A (actual velocity) sur la figure 2.7' correspondant à une profondeur d'écoulement désignée par D_1 (depth).

L'utilisation du diagramme de la figure 2.7' nécessite une lecture sur l'axe des abscisses du rapport des vitesses V_A/V_T pour une valeur donnée de l'élévation Z et une charge connue H . Où V_T (theoretical velocity) est la vitesse théorique déterminée par la relation 2.8.

Tableau 2.5. Valeurs pratiques des paramètres hydrauliques d'un écoulement franchissant un barrage-déversoir à forte pente. Données de l'USBR transformées en unité métrique

H = 0,762 m		H = 1,524 m		H = 2,286 m	
V ₁ (m/s)	Z (m)	V ₁ (m/s)	Z (m)	V ₁ (m/s)	Z (m)
6,096	2,9	15,24	17,5	18,288	24
7,62	3,7	16,764	21,3	19,812	29,9
9,144	5,95	18,288	27,4	21,336	36
10,67	8,85	18,9	30,5	22,403	42,7
12,192	11,9	19,66	36,6	23,47	54,9
15,24	28,5	20,117	42,7	24,323	67
16	36,6	20,421	54,8	24,384	73

H = 3,048 m		H = 4,572 m		H = 6,096 m	
V ₁ (m/s)	Z (m)	V ₁ (m/s)	Z (m)	V ₁ (m/s)	Z (m)
22,555	36	21,793	30,5	27,432	49,4
24,384	45,7	23,47	36,6	28,651	55
25,908	54,9	25,298	42,7	30,48	64
27,737	73	26,517	48,7	32	73
28,53	91,5	27,828	54,9	33,833	85,5

H = 7,620 m		H = 9,144 m	
V ₁ (m/s)	Z (m)	V ₁ (m/s)	Z (m)
29,21	54,9	33,833	73
30,785	61	34,9	79
32	67	35,966	85,5
33,162	73	37,185	91,4
36,576	94,5	39,624	110
38,1	109,8	41,148	122
39,32	122	42,367	134
40,64	146,5	43,434	146,5

Le tableau 2.5 nous a ensuite permis le tracé graphique de la relation fonctionnelle $f(H, Z, V_1) = 0$, dans un système d'axes de coordonnées à divisions cartésiennes. Ce diagramme est représenté sur la figure 2.10.

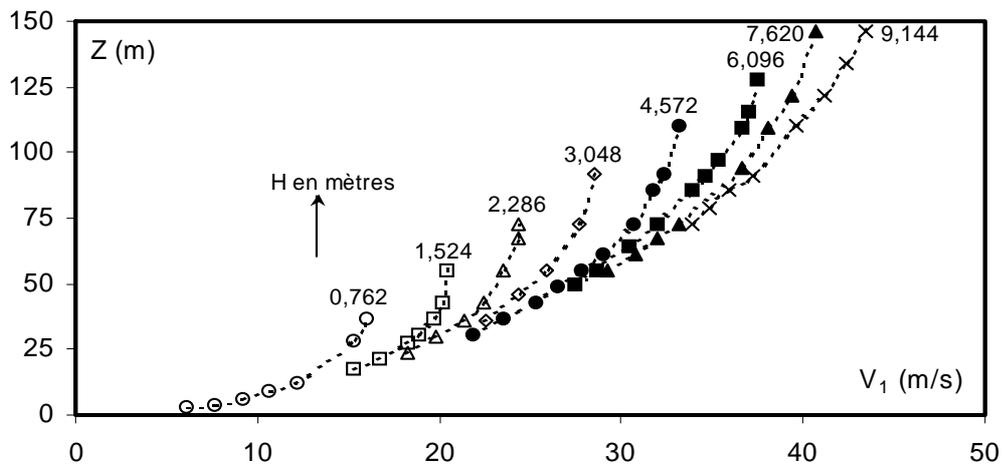


Fig.2.10. Représentation graphique en unité métrique du diagramme de l'USBR selon les valeurs du tableau 2.6

Le diagramme représenté par la figure 2.10 montre que l'ensemble des courbes qui le constituent convergent vers la valeur 0. Il montre également que la vitesse moyenne V_1 augmente avec l'accroissement de la l'élévation Z , pour une valeur donnée de la charge déversante H . Cependant, nous pouvons observer que l'augmentation de la vitesse V_1 est beaucoup moins prononcée lorsque Z atteint une certaine valeur. Les courbes tendent en effet à devenir verticales indiquant que la vitesse V_1 reste pratiquement constante, même lorsque Z continue de croître. En outre, pour la même valeur de la côte Z , la vitesse moyenne V_1 augmente avec l'accroissement de la charge déversante H .

L'objectif premier est de rechercher la possibilité de transformation du diagramme de la figure 2.7 ou 2.7' en un diagramme adimensionnel. Ceci est tributaire du choix des variables qui le composent et notre recherche s'est porté sur les variables $\psi = h_1/Z$ et $\phi = H/Z$.

Notre démarche se résume ainsi :

1. Pour une charge déversante H donnée, considérée également comme étant la charge critique H_c , nous évaluons la profondeur critique h_c par la relation universellement connue $h_c = \frac{2}{3}H$. Pour tous le couples de valeurs (Z, V_1) regroupés dans le tableau 2.6, la profondeur critique h_c garde la même valeur pour une charge déversante H donnée.
2. Pour la valeur calculée de la profondeur critique h_c , nous pouvons évaluer la valeur correspondante du débit unitaire q (m^2/s), qui s'exprime par la relation $q = \sqrt{gh_c^3}$. Pour la même valeur de la charge déversante H , le débit q garde une valeur constante.
3. Compte tenu du fait que l'écoulement est bidimensionnel, la profondeur h_1 de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir s'écrit donc $h_1 = q/V_1$. Nous évaluons ainsi aisément, les profondeurs h_1 de l'écoulement.
4. A partir des valeurs de Z et de h_1 , nous calculons les valeurs du paramètre composé adimensionnel $\psi_p = h_1/Z$. L'indice "p" désigne les valeurs pratiques du paramètre composé ψ , c'est à dire celles issues des mesures in-situ effectuées par l'USBR.
5. De même, compte tenu des valeurs de H et de Z , nous calculons les valeurs du paramètre composé $\phi_p = H/Z$.
6. Les valeurs du paramètre composé $\phi_p = H/Z$ permettent de calculer la valeur théorique (indice "t") du paramètre $\psi_t = h_1/Z$, par application des relations (2.19) et

(2.20). Cette application suppose que les pertes de charge par frottement, le long du parement aval du barrage-déversoir, sont négligeables.

Les résultats des calculs effectués selon la démarche ci-dessus indiquée sont regroupés dans le tableau 2.7. Il permet notamment une comparaison aisée entre les valeurs des paramètres ψ_p et ψ_t .

La représentation graphique des paramètres adimensionnels ϕ_p et ψ_p sur la figure 2.11 suscite la remarque fondamentale suivante :

Les couples de (ϕ_p, ψ_p) se situent sur une seule et même courbe. Ceci constitue un résultat important, puisque le diagramme de l'USBR représenté sur la figure 2.7 ou 2.7', est remplacé par une courbe unique adimensionnelle. Le choix du changement de variables $\phi_p = H/Z$ et $\psi_p = h_1 / Z$ a donc été très utile et judicieux.

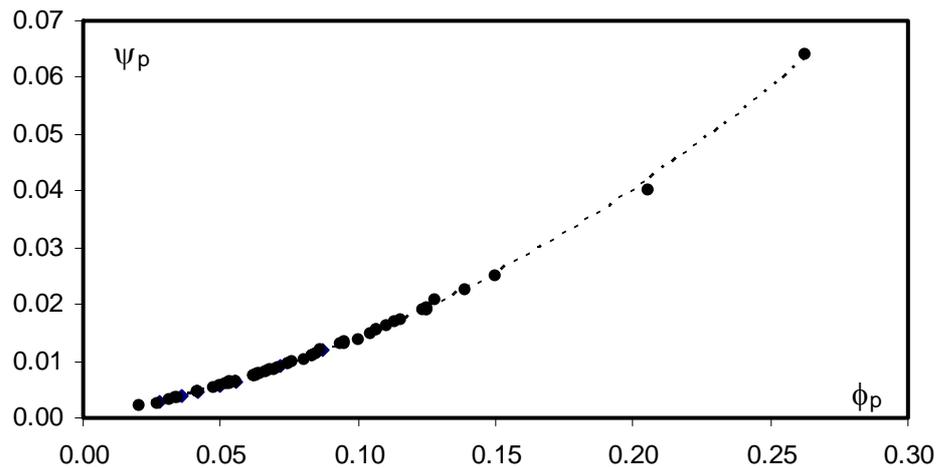


Fig.2.11. Représentation graphique de ψ_p en fonction de ϕ_p , selon les données de l'USBR

Tableau 2.6. Valeurs pratiques des paramètres adimensionnels ϕ et ψ , et valeurs théoriques du paramètre ψ calculées selon les équations (2.19) et (2.20)

H (m)	V_1 (m/s)	Z (m)	s (m)	$h_c =$ $2H/3$ (m)	q (m^2/s)	$h_1 =$ q/V_1 (m)	$\phi_p = H/Z$	$\psi_p = h_1/Z$	ψ_t relation (2.19)
0,762	6,096	2,9	2,14	0,508	1,134	0,186	0,26276	0,06415	0,05328
	7,620	3,7	2,94	0,508	1,134	0,149	0,20595	0,04022	0,03665
	9,144	5,95	5,19	0,508	1,134	0,124	0,12807	0,02084	0,01780
	10,67	8,85	8,09	0,508	1,134	0,106	0,08610	0,01201	0,00977
	12,192	11,9	11,14	0,508	1,134	0,093	0,06403	0,00782	0,00626
	15,24	28,5	27,74	0,508	1,134	0,074	0,02674	0,00261	0,00168
	16,00	36,6	35,84	0,508	1,134	0,071	0,02082	0,00194	0,00116
1,524	15,24	17,5	15,98	1,016	3,208	0,210	0,08709	0,01203	0,00994
	16,764	21,3	19,78	1,016	3,208	0,191	0,07155	0,00898	0,00739
	18,288	27,4	25,88	1,016	3,208	0,175	0,05562	0,00640	0,00506
	18,90	30,5	28,98	1,016	3,208	0,170	0,04997	0,00556	0,00431
	19,66	36,6	35,08	1,016	3,208	0,163	0,04164	0,00446	0,00328
	20,117	42,7	41,18	1,016	3,208	0,159	0,03569	0,00373	0,00260
	20,421	54,8	53,28	1,016	3,208	0,157	0,02781	0,00287	0,00179
2,286	18,288	24	21,71	1,524	5,893	0,322	0,09525	0,01343	0,01138
	19,812	29,9	27,61	1,524	5,893	0,297	0,07645	0,00995	0,00817
	21,336	36	33,71	1,524	5,893	0,276	0,06350	0,00767	0,00618
	22,403	42,7	40,41	1,524	5,893	0,263	0,05354	0,00616	0,00478
	23,47	54,9	52,61	1,524	5,893	0,251	0,04164	0,00457	0,00328
	24,323	67	64,71	1,524	5,893	0,242	0,03412	0,00362	0,00243
	24,384	73	70,71	1,524	5,893	0,242	0,03132	0,00331	0,00214
3,048	22,555	36	32,95	2,032	9,072	0,402	0,08467	0,01117	0,00953
	24,384	45,7	42,65	2,032	9,072	0,372	0,06670	0,00814	0,00665
	25,908	54,9	51,85	2,032	9,072	0,350	0,05552	0,00638	0,00505
	27,737	73	69,95	2,032	9,072	0,327	0,04175	0,00448	0,00329
	28,53	91,5	88,45	2,032	9,072	0,318	0,03331	0,00348	0,00234
4,572	21,793	30,5	25,93	3,048	16,667	0,765	0,14990	0,02507	0,02260
	23,47	36,6	32,03	3,048	16,667	0,710	0,12492	0,01940	0,01714
	25,298	42,7	38,13	3,048	16,667	0,659	0,10707	0,01543	0,01358
	26,517	48,7	44,13	3,048	16,667	0,629	0,09388	0,01291	0,01113
	27,828	54,9	50,33	3,048	16,667	0,599	0,08328	0,01091	0,00929
	28,956	61	56,43	3,048	16,667	0,576	0,07495	0,00944	0,00793
	30,632	73	68,43	3,048	16,667	0,544	0,06263	0,00745	0,00605
	31,70	85,5	80,93	3,048	16,667	0,526	0,05347	0,00615	0,00477
	32,309	91,5	86,93	3,048	16,667	0,516	0,04997	0,00564	0,00431
33,162	110	105,4	3,048	16,667	0,503	0,04156	0,00457	0,00327	

Tableau 2.6 (suite). Valeurs pratiques des paramètres adimensionnels ϕ et ψ , et valeurs théoriques du paramètre ψ calculées selon les équations (2.19) et (2.20)

H (m)	V_1 (m/s)	Z (m)	s (m)	$h_c =$ $2H/3$ (m)	q (m^2/s)	$h_1 =$ q/V_1 (m)	$\phi_p = H/Z$	$\psi_p = h_1/Z$	ψ_t relation (2.19)
6,096	27,432	49,4	43,3	4,064	25,660	0,935	0,12340	0,01894	0,01683
	28,651	55	48,9	4,064	25,660	0,896	0,11084	0,01628	0,01431
	30,48	64	57,9	4,064	25,660	0,842	0,09525	0,01315	0,01138
	32	73	66,9	4,064	25,660	0,802	0,08351	0,01098	0,00933
	33,833	85,5	79,4	4,064	25,660	0,758	0,07130	0,00887	0,00735
	34,595	91,4	85,3	4,064	25,660	0,742	0,06670	0,00812	0,00665
	35,357	97,5	91,4	4,064	25,660	0,726	0,06252	0,00744	0,00604
	36,576	109,7	103,6	4,064	25,660	0,702	0,05557	0,00640	0,00505
	37	115,8	109,7	4,064	25,660	0,694	0,05264	0,00599	0,00466
	37,49	128	121,9	4,064	25,660	0,684	0,04763	0,00535	0,00401
7,620	29,21	54,9	47,28	5,08	35,862	1,228	0,13880	0,02236	0,02011
	30,785	61	53,38	5,08	35,862	1,165	0,12492	0,01910	0,01714
	32	67	59,38	5,08	35,862	1,121	0,11373	0,01673	0,01487
	33,162	73	65,38	5,08	35,862	1,081	0,10438	0,01481	0,01307
	36,576	94,5	86,88	5,08	35,862	0,980	0,08063	0,01038	0,00885
	38,1	109,8	102,2	5,08	35,862	0,941	0,06940	0,00857	0,00706
	39,32	122	114,4	5,08	35,862	0,912	0,06246	0,00748	0,00603
	40,64	146,5	138,9	5,08	35,862	0,882	0,05201	0,00602	0,00458
9,144	33,833	73	63,86	6,096	47,141	1,393	0,12526	0,01909	0,01721
	34,9	79	69,86	6,096	47,141	1,351	0,11575	0,01710	0,01527
	35,966	85,5	76,36	6,096	47,141	1,311	0,10695	0,01533	0,01355
	37,185	91,4	82,26	6,096	47,141	1,268	0,10004	0,01387	0,01225
	39,624	110	100,9	6,096	47,141	1,190	0,08313	0,01082	0,00927
	41,148	122	112,9	6,096	47,141	1,146	0,07495	0,00939	0,00793
	42,367	134	124,9	6,096	47,141	1,113	0,06824	0,00830	0,00688
	43,434	146,5	137,4	6,096	47,141	1,085	0,06242	0,00741	0,00602

II.4. Relation généralisée au calcul de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente

La recherche d'une relation généralisée au calcul de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente aval constitue l'objectif premier de notre étude. Grâce au choix des variables $\psi = h_1/Z$ et $\phi = H/Z$, nous avons pu montrer que le diagramme de l'USBR se transforme en une courbe unique adimensionnelle. La relation recherchée ne devrait donc être composée que par ces seuls paramètres. En nous servant des résultats pratiques réalisés par l'USBR et représentés par les paramètres ϕ_p et ψ_p , nous pouvons procéder à la vérification de la validité de l'équation théorique (2.16). Pour cela, nous avons représenté, sur la figure 2.12, tous les couples de valeurs (ϕ_p, ψ_p) et (ϕ_t, ψ_t) consignés dans le tableau 2.6.

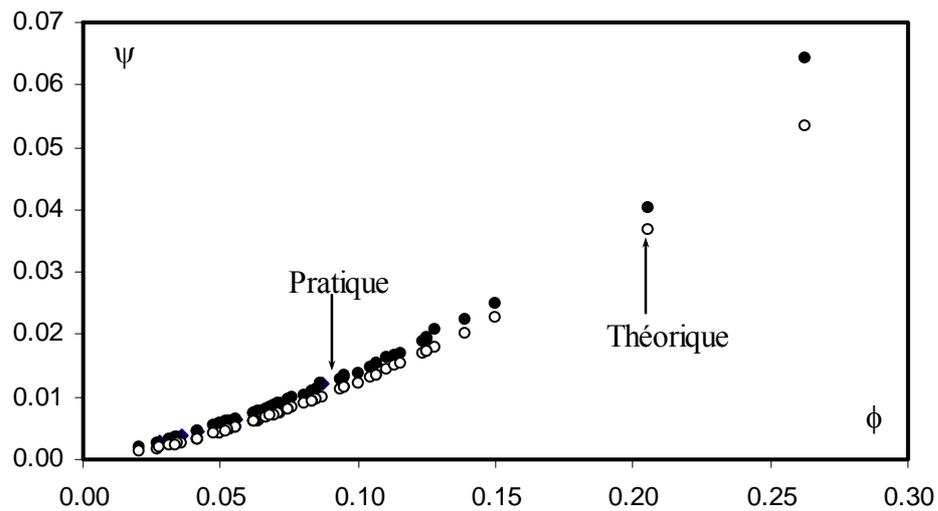


Fig.2.12. Représentation graphiques de ψ en fonction de ϕ .

(●) : Valeurs pratiques. (○) : Valeurs théoriques

Nous pouvons ainsi observer, sur la figure 2.12, que tous les couples de valeurs (ϕ_p, ψ_p) se situent au-dessus des couples (ϕ_t, ψ_t) . Ce résultat était prévisible puisque les pertes de charge par frottement ont été négligées lors de l'établissement de la relation théorique (2.19).

Sur la figure 2.13 est représentée graphiquement la variation de ψ_p en fonction de ψ_t , pour toutes les charges déversantes H consignées dans le tableau 2.6.

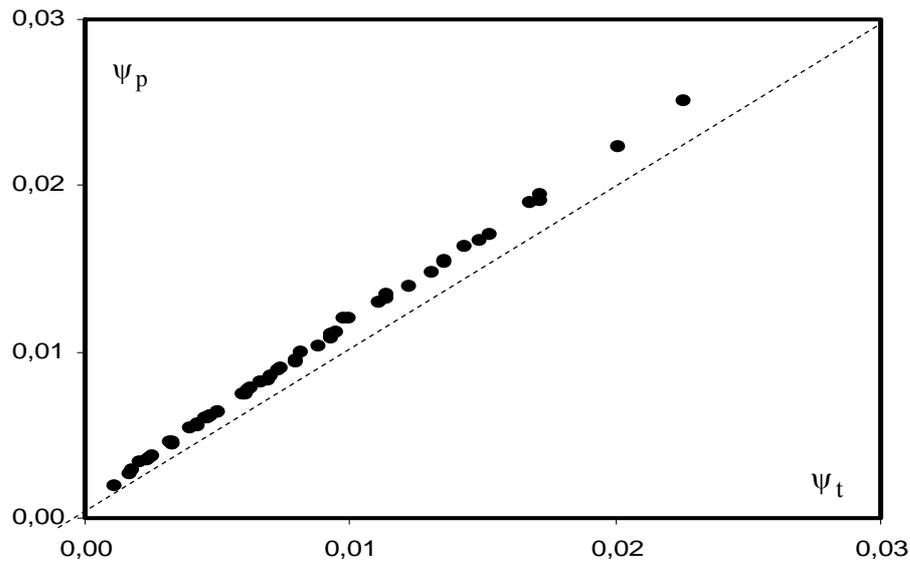


Fig.2.13. Variation de ψ_p en fonction de ψ_t .
(-----) : Première bissectrice

Il ressort clairement de la figure 2.13 que les valeurs expérimentales du paramètre adimensionnel ψ , se situent au-dessus de la première bissectrice d'équation $\psi_p = \psi_t$, indiquant ainsi que $\psi_p > \psi_t$. Ceci confirme que, pour une même valeur de l'élévation Z , les profondeurs expérimentales h_1 sont supérieures à leurs homologues calculés en application de l'équation théorique (2.19). Nous pouvons également remarquer que les points de la figure 2.13 se situent sur une courbe pratiquement droite traduisant donc une allure linéaire. Un ajustement, basé sur la méthode des moindres carrés linéaires, a permis de proposer la relation suivante, avec un coefficient de corrélation $R^2 = 0,9999$ et pour toutes les valeurs $\psi_p \leq 0,02$.

$$\psi_p = 1,069 \psi_t + 10^{-3} \quad (2.21)$$

En introduisant la relation (2.19) dans l'équation (2.21), nous obtenons l'équation permettant d'évaluer la valeur réelle ou pratique de $\psi = h_1/Z$ en fonction du paramètre connu $\phi = H/Z$:

$$\psi_p = 0.356 [1 + 2 \cos(\alpha / 3)] + 10^{-3} \quad (2.22)$$

Nous rappelons que le paramètre α , figurant dans la relation (2.22), est donné par l'équation (2.23) dont l'expression est la suivante:

$$\alpha = \pi + \cos^{-1}(2\phi_p^3 - 1) \quad (2.23)$$

Le tableau 2.7 contient les valeurs des paramètres adimensionnels déjà défini et mis en exergue la simplicité des démarches adoptées par la présente section d'étude, la gamme de valeurs du nombre de Froude, désigné par Fr_1 est également mentionnée dans le tableau 2.7, ce nombre est calculé en appliquant la relation suivante :

$$Fr_1 = \frac{q}{\sqrt{gh_1^3}} \quad (2.24)$$

q : est le débit unitaire évacué en m^2/s .

g : est l'accélération de la pesanteur en m/s^2 .

h_1 : est la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir en m.

Tableau 2.7. Valeurs pratiques du paramètre ϕ ainsi que les valeurs pratiques du paramètre ψ issues des relations (2.22) et (2.23) et valeurs déduites de la profondeur h_1

H (m)	Z (m)	s (m)	$\phi_p = H/Z$	ψ_t relation (2.19)	ψ_p relation (2.22)	$h_1 = Z\psi_p$ (m)	Fr_1 (-)
0,762	2,9	2,14	0,26276	0,05328	0,06415	0,186	4,51
	3,7	2,94	0,20595	0,03665	0,04022	0,149	6,30
	5,95	5,19	0,12807	0,01780	0,02084	0,124	8,29
	8,85	8,09	0,08610	0,00977	0,01201	0,106	10,46
	11,9	11,14	0,06403	0,00626	0,00782	0,093	12,76
	28,5	27,74	0,02674	0,00168	0,00261	0,074	17,89
	36,6	35,84	0,02082	0,00116	0,00194	0,071	19,17
1,524	17,5	15,98	0,08709	0,00994	0,01203	0,210	10,62
	21,3	19,78	0,07155	0,00739	0,00898	0,191	12,25
	27,4	25,88	0,05562	0,00506	0,00640	0,175	13,96
	30,5	28,98	0,04997	0,00431	0,00556	0,170	14,64
	36,6	35,08	0,04164	0,00328	0,00446	0,163	15,55
	42,7	41,18	0,03569	0,00260	0,00373	0,159	16,11
	54,8	53,28	0,02781	0,00179	0,00287	0,157	16,45
2,286	24	21,71	0,09525	0,01138	0,01343	0,322	10,29
	29,9	27,61	0,07645	0,00817	0,00995	0,297	11,61
	36	33,71	0,06350	0,00618	0,00767	0,276	12,97
	42,7	40,41	0,05354	0,00478	0,00616	0,263	13,95
	54,9	52,61	0,04164	0,00328	0,00457	0,251	14,96
	67	64,71	0,03412	0,00243	0,00362	0,242	15,79
	73	70,71	0,03132	0,00214	0,00331	0,242	15,83
3,048	36	32,95	0,08467	0,00953	0,01117	0,402	11,36
	45,7	42,65	0,06670	0,00665	0,00814	0,372	12,76
	54,9	51,85	0,05552	0,00505	0,00638	0,350	13,98
	73	69,95	0,04175	0,00329	0,00448	0,327	15,49
	91,5	88,45	0,03331	0,00234	0,00348	0,318	16,15
4,572	30,5	25,93	0,14990	0,02260	0,02507	0,765	7,96
	36,6	32,03	0,12492	0,01714	0,01940	0,710	8,89
	42,7	38,13	0,10707	0,01358	0,01543	0,659	9,95
	48,7	44,13	0,09388	0,01113	0,01291	0,629	10,67
	54,9	50,33	0,08328	0,00929	0,01091	0,599	11,48
	61	56,43	0,07495	0,00793	0,00944	0,576	12,18
	73	68,43	0,06263	0,00605	0,00745	0,544	13,26
	85,5	80,93	0,05347	0,00477	0,00615	0,526	13,96
	91,5	86,93	0,04997	0,00431	0,00564	0,516	14,36
110	105,4	0,04156	0,00327	0,00457	0,503	14,93	

Tableau 2.7 (suite). Valeurs pratiques du paramètre ϕ ainsi que les valeurs pratiques du paramètre ψ issues des relations (2.22) et (2.23) et valeurs déduites de la profondeur h_1

H (m)	Z (m)	s (m)	$\phi_p = H/Z$	Ψ_t relation (2.19)	Ψ_p relation (2.22)	$h_1 = Z\Psi_p$ (m)	Fr ₁ (-)
6,096	49,4	43,3	0,12340	0,01683	0,01894	0,935	9,06
	55	48,9	0,11084	0,01431	0,01628	0,896	9,66
	64	57,9	0,09525	0,01138	0,01315	0,842	10,61
	73	66,9	0,08351	0,00933	0,01098	0,802	11,41
	85,5	79,4	0,07130	0,00735	0,00887	0,758	12,41
	91,4	85,3	0,06670	0,00665	0,00812	0,742	12,82
	97,5	91,4	0,06252	0,00604	0,00744	0,726	13,25
	109,7	103,6	0,05557	0,00505	0,00640	0,702	13,94
	115,8	109,7	0,05264	0,00466	0,00599	0,694	14,18
128	121,9	0,04763	0,00401	0,00535	0,684	14,47	
7,620	54,9	47,28	0,13880	0,02011	0,02236	1,228	8,42
	61	53,38	0,12492	0,01714	0,01910	1,165	9,11
	67	59,38	0,11373	0,01487	0,01673	1,121	9,65
	73	65,38	0,10438	0,01307	0,01481	1,081	10,18
	94,5	86,88	0,08063	0,00885	0,01038	0,980	11,80
	109,8	102,2	0,06940	0,00706	0,00857	0,941	12,54
	122	114,4	0,06246	0,00603	0,00748	0,912	13,15
	146,5	138,9	0,05201	0,00458	0,00602	0,882	13,82
9,144	73	63,86	0,12526	0,01721	0,01909	1,393	9,15
	79	69,86	0,11575	0,01527	0,01710	1,351	9,59
	85,5	76,36	0,10695	0,01355	0,01533	1,311	10,03
	91,4	82,26	0,10004	0,01225	0,01387	1,268	10,54
	110	100,9	0,08313	0,00927	0,01082	1,190	11,60
	122	112,9	0,07495	0,00793	0,00939	1,146	12,27
	134	124,9	0,06824	0,00688	0,00830	1,113	12,82
	146,5	137,4	0,06242	0,00602	0,00741	1,085	13,31

II.5. Application pratique

Afin d'illustrer numériquement la simplicité méthodique des résultats ainsi obtenus dans cette section de notre étude, nous proposons l'exemple d'application pratique suivant :

Les données du problème-exemple sont :

Un barrage-déversoir ayant une pente géométrique du parement aval égale à 1/0,7 ; le seuil de déversement se trouve à une hauteur s égale à 60,96 m au dessus du radier aval du bassin d'amortissement. La charge H sur la crête est de 9,144 m, alors la grandeur Z est de 70,104 m. Le débit unitaire déversé q a pour valeur maximale 44,5639 m^2s^{-1} .

Solution du problème :

L'utilisation du diagramme de l'USBR de la figure 2.7' nécessite la procédure graphique suivante :

Etant donné les valeurs de Z ($Z = 200$ feet, soit 70,104 m) et H ($H = 30$ feet, soit 9,144), la valeur du rapport des vitesses V_A/V_T lue sur l'axe des abscisse est égale à 0,92.

La valeur théorique de la vitesse selon la relation 2.8 sera égale à :

$$V_T = \sqrt{2 * 9,81 * (70,104 - \frac{9,144}{2})} = 35,86 \text{ m/s.}$$

La valeur réelle de la vitesse sera donc égale à :

$$V_A = V_1 = 0,92 * 35,86 = 33 \text{ m/s.}$$

La valeur de la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir recherchée sera alors égale à :

$$D_1 = h_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{44,5639}{33} = 1,35 \text{ m}$$

En définitif $h_1 = 1.35$ m.

La valeur du nombre de Froude est donc égale à :

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} = \frac{33}{\sqrt{9,81 * 1,35}} = 9,04$$

L'application de la démarche que nous avons proposée s'achève par le calcul de la profondeur h_1 au pied aval du barrage-déversoir en question.

Moyennant les données ci avant ;

La valeur du paramètre $\phi_p = H/Z$ est égale à :

$$\phi_p = \frac{9,144}{70,104} = 0,130434782$$

Le paramètre ψ_t est donné par la relation 2.19 :

$$\psi_t = 0,0183$$

Le paramètre ψ_p est donné donc par la relation 2.21 ou 2.22 :

$$\psi_p = 0,020562597$$

La valeur de la profondeur de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir recherchée sera alors égale à :

$$h_1 = Z\psi_p = 1,44\text{m}$$

La vitesse réelle est déduite comme suit :

$$V_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{44,5639}{1,44} = 30,95 \text{ m/s}$$

Le nombre de Froude est alors :

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{30,95}{\sqrt{9,81 * 1,44}} = 8,23 .$$

A une charge critique H_c correspondant à une profondeur critique égale à :

$$h_c = \frac{2}{3} H = \frac{2}{3} * 9,144 = 6,096\text{m}$$

Le débit unitaire selon la relation $q = \sqrt{gh_c^3}$ s'élève à une valeur égale à 47,1413 m²/s au lieu de la valeur donnée réellement écoulee qui est 44,5639 m²/s considérée comme même une valeur maximale. Cette augmentation de débit unitaire fait élever, pour la même valeur de h_1 , la valeur de la vitesse à une valeur de :

$$V_1 = \frac{q}{h_1} = \frac{47,1413}{1,44} = 32,74 \text{ m/s}$$

Dans ce cas la valeur du nombre de Froude incident est donc égale :

$$F_{r1} = \frac{V_1}{\sqrt{gh_1}} = \frac{32,74}{\sqrt{9,81 * 1,44}} = 8,71 .$$

Conclusion à la deuxième partie

Les formes les plus classiques pour les crêtes de déversoirs sont la paroi épaisse horizontale, la paroi mince, la paroi en forme circulaire ou parabolique. Les déversoirs à crête parabolique permettent un écoulement plus stable, facilitant le passage de débris flottants, avec des formes simples de construction.

Dans Cette partie de l'étude nous avons tenter à exposer d'une façon relativement brève l'état des connaissances sur les écoulements par dessus les barrages-reservoirs et sur les différents profils qui étaient courant jusqu'à la fin du 19^{ème} siècle et au début du 20^{ème} siècle, il s'agit en l'occurrence les barrages-dévesoirs profilés en type Creager, Scimemi et WES. Ensuite notre contribution, s'est particulièrement intéressée au calcul de la profondeur h_1 d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente, variant entre 1/0,6 et 1/0,8.

En proposant un schéma de définition, nous avons défini la relation fonctionnelle $f(Z,H,h_1)=0$, où Z est la différence des côtes du niveau de la retenue et du radier aval de l'ouvrage, H représente la charge déversante considérée comme étant la charge critique.

En première approximation, nous avons négligé l'effet des pertes de charge par frottement le long du parement aval du barrage-déversoir. Ceci nous a conduit à mieux préciser la relation fonctionnelle ci-dessus indiquée, et nous avons établi que Z , H et h_1 sont liés par une équation de troisième degré. Nous avons indiqué que celle-ci n'est composée que des seuls paramètres adimensionnels $\psi = h_1 / Z$ et $\phi = H/Z$, en faisant appel aux fonctions trigonométriques, nous avons pu déterminer la racine réelle de l'équation.

Notre étude s'est poursuivie par l'analyse du diagramme de l'USBR, issu d'essais in-situ sur des ouvrages en fonctionnement. Le diagramme proposé montre la variation de la vitesse moyenne V_1 de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir en fonction de la charge H déversée et de la différence de côte Z .

Par un changement de variables adéquat, nous avons pu transformer ce diagramme en une courbe unique adimensionnelle, définie par les paramètres $\psi = h_1 / Z$ et $\phi = H/Z$. Nous avons pu montrer que $\psi_p > \psi_t$ et nous avons attribué ce résultat aux pertes de charge par frottement, laissées hors considération lors du développement théorique.

La représentation graphique des couples de valeurs (ψ_p, ψ_t) a montré clairement la linéarité qui caractérise la courbe obtenue.

Avec un coefficient de corrélation très satisfaisant, nous avons pu exprimer la relation $\psi_p = f(\psi_t)$. Celle-ci nous a permis enfin de définir l'équation recherchée $\psi_p = f(\phi)$. Enfin, et dans le but de montrer les démarches nécessaires à l'application de la relation ci-dessus indiquée, nous avons présenté un exemple pratique de calcul d'un barrage-déversoir de pente aval 1/0,7, en montrant en particulier le cheminement du calcul menant à la valeur recherchée de la profondeur h_1 .

TROISIÈME PARTIE

CONTRIBUTION A L'ÉTUDE EXPERIMENTALE DES OUVRAGES D'ÉVACUATION

CHAPITRE I : IDENTIFICATION DES PARAMÈTRES D'INFLUENCE

CHAPITRE II : PROTOCOLE EXPERIMENTAL ET DÉROULEMENT DES ESSAIS

CHAPITRE III : RÉSULTATS ET DISCUSSION

Introduction

Le modèle réduit physique est un outil incomparable de communication, il fournit une appréciation globale tridimensionnelle et complète du projet et facilite l'explication des phénomènes hydrauliques. Il joue en outre un rôle primordial d'aide à la prise de décision, (Chanson, 2004).

L'évacuateur en siphon est une structure en conduit fermé de section transversale généralement rectangulaire dans les proportions b/a des dimensions de cette section allant de 1,5 à 2,5 avec une section assurant l'aération de 3 % à 5 % de la section au sommet du siphon. Ce type fonctionne à surface libre sous les faibles charges et s'amorce à une certaine valeur de celles-ci au delà de laquelle devient en charge, (Vischer, Hager, 1997). La question d'aération des siphons peut être consulté dans les études de Williams (1967) et Navabi (1985).

Les siphons sont des ouvrages d'évacuation qui ne demandent pratiquement ni surveillance ni entretien et pour lesquels les corps flottants et le gel ne posent en fait aucun problème. Ils présentent l'avantage d'une grande sensibilité à l'élévation du plan d'eau au bief amont et le débit par mètre linéaire de seuil est très élevé. Ils peuvent être utilisés comme évacuateurs ou évacuateurs de secours (Persson, Bergander, 1988).

Des réalisations des évacuateurs en siphon ont été décrites par (Rousselier, Blanchet, 1951), un cas rare réalisé en Algérie, il s'agit du siphon d'essai en vraie grandeur au barrage Fergoug situé à une trentaine de kilomètre à l'amont de Bou-Hanfia, (Drouhin et *al.*, 1951). Tout de même, il faut signaler une pauvre littérature moderne portant sur la conception des siphons. Les détails descriptifs sur ces ouvrages, concernant la base théorique de calcul de débit, de pertes de charge et de cavitation, ont été présentés par Govinda (1962). Une description détaillée à travers un exemple de réhabilitation d'un évacuateur en siphon penché à forte pente, caractérisé par une charge élevée et un fort coefficient de débit a été présentée par Bollrich (1994). La distinction entre basse charge et charge élevée appliquée au siphon, a été soulevée par Modi (2000). Une réflexion à travers un exemple numérique est donnée aussi par Bollrich (2000), cet exemple traite la comparaison du siphon à son homologue déversoir. Cet aspect de problème est aussi soulevé par Rissler (1998). Une comparaison des évacuateurs par clapets à contrepoids et en siphon a été mise en évidence dans l'étude de Bessonneau et Theret (1979).

Par le passé parmi les études abordant la capacité d'évacuation des siphons, nous citerons les travaux entrepris par Ramseyer (1923) et ceux de Grammatky et Robinson (1928).

Nous nous limiterons la citation des plus récentes investigations disponibles au sujet des organes d'évacuations en siphon aux travaux de thèse de Navabi (1985), aux travaux de recherche de Babaeyan (2002) et à ceux de Bhattarai (2003).

Notre investigation dans la présente thèse consiste à faire une étude hydraulique expérimentale des évacuateurs de crue type siphon profilé en Creager à fin de déterminer leurs capacités d'évacuation. Le profil Creager caractérise fréquemment les seuils d'organes d'évacuation utilisés dans les barrages en Algérie.

Quatre modèles de siphon ont été testés et examinés, chaque modèle comporte plusieurs configurations différenciées par le nombre d'ouvertures fonctionnelles. Le premier modèle a été testé à quatre, trois et deux ouvertures ; caractérisé par un rapport b/a égale à 1. Le deuxième modèle est subdivisé en trois, deux et une ouverture pour un rapport b/a égale à 1,33. Le troisième modèle consiste à tester deux cas, deux et une ouverture au rapport b/a égale à 2. Le quatrième modèle à ouverture unique est défini par un rapport b/a égale à 4.

On vise à cet effet à limiter la section transversale optimale du siphon qui assure un maximum de débit, où l'évacuation est maximale, toute en faisant maintenir constantes les autres conditions d'influence, à savoir les conditions d'écoulement et la section longitudinale du siphon. On cherchera par la suite et dans des études ultérieures les limites de possibilité de remplacement des évacuateurs à surface libre largement utilisés, par leurs homologues en siphons.

CHAPITRE I

IDENTIFICATION DES PARAMÈTRES D'INFLUENCE

I.1. Définition et considérations générales

Tout en rapportant à la bibliographie, notamment le deuxième chapitre de la première partie, nous contenterons à présenter dans cette section une identification de tous les paramètres d'influence à examiner pour le siphon à profil longitudinal type Creager. Cet ouvrage est choisi à être physiquement modélisé en modèle réduit pour les raisons évoquées au cours de l'introduction à cette troisième partie d'étude.

Le siphon peut être défini comme un conduit fermé dont une partie s'élève au-dessus de la ligne piézométrique. Il en résulte dans cette partie une pression inférieure à celle de l'atmosphère, ce qui crée un vide partiel qui amorcera l'écoulement. Le siphon met à profit la pression atmosphérique pour déclencher ou augmenter l'écoulement de l'eau qui le traverse. La pression négative qui règne dans un siphon provoque des problèmes hydrauliques compliqués dus à l'aspect biphasique eau-air de l'écoulement.

Les siphons sont habituellement formés d'une entrée, une gorge, un conduit et une sortie.

Le rendement élevé, la stabilité et la facilité de l'amorçage sont les conditions requises d'un bon siphon.

A la sortie du siphon, les travaux de protection doivent être capables à tout moment d'absorber l'énergie de l'écoulement maximum.

La loi de similitude de Froude est toujours valable aux siphons parce que les conditions d'ouvrages découverts à l'entrée et à la sortie des siphons ont une grande influence sur le système hydraulique opérationnel. En outre, les conditions pendant l'opération d'amorçage sont clairement régies par les forces d'inertie qui exigent la mise en évidence de cette loi de similitude.

Quand les résultats sur modèle réduit sont extrapolés au prototype, la considération des effets du nombre de Reynolds et de la rugosité relative doivent être pris en compte.

L'occurrence de l'écoulement biphasique (air et eau) pendant le cycle d'amorçage accentue les effets de la tension superficielle, ces effets peuvent être réduits au minimum tout en évitant de concevoir de modèles réduits à une échelle trop réduite.

I.2. Identification des paramètres d'influence d'un évacuateur en siphon

I.2.1. Relation du débit évacué

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

$$Q_s = \mu A \sqrt{2gH_{\text{eff}}} \quad (3.1)$$

Où :

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

μ : coefficient de débit du siphon

A : section transversale au sommet du siphon égale ($b \times a$) ;

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 μ est donné par la relation suivante :

$$\mu = \frac{1}{\sqrt{\alpha_c + \sum \xi_l + \sum \xi_s}} \quad (3.2)$$

Où :

α_c : coefficient de correction de l'énergie cinétique (coefficient de Coriolis).

$\sum \xi_l$: 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 les figures 3.1.a et 3.1.b.

Premier cas :

Siphon débouchant en l'air :

$$H_{\text{eff}} = E + H - a \quad (3.3)$$

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

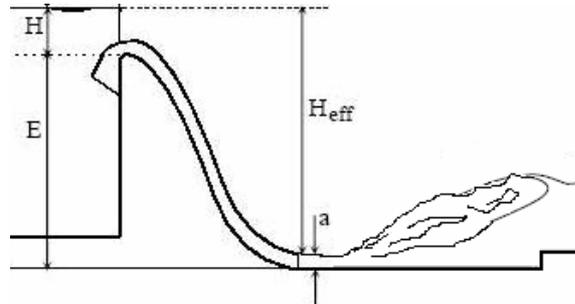


Fig.3.1.a. Siphon de profile Creager débouchant en l'air

Deuxième cas :

Siphon à sortie noyée :

$$H_{eff} = E + H - a'$$

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

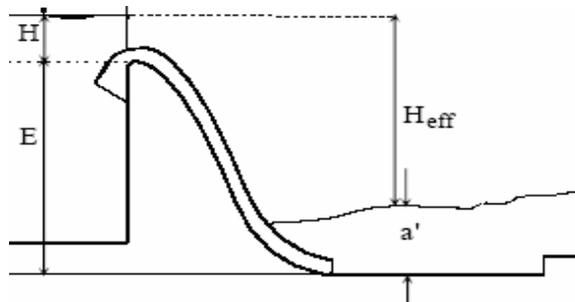


Fig.3.1.b. Siphon de profile Creager à sortie noyée

I.2.3. 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 :

$$Q_s = AV_2 = AV_3 \quad (3.4)$$

Et

$$Q_s = A\sqrt{2g(H_{\text{eff}} - h_L)} \quad (3.5)$$

En égalant les équations des relations 3.1 et 3.5, nous obtenons:

$$h_L = (1 - \mu^2)H_{\text{eff}} \quad (3.6)$$

Les valeurs des pertes de charges peuvent être évaluées par l'application de la relation 3.6 pour toute configuration maintenue ultérieurement.

I.2.4. Contrôle de la cavitation par la théorie du vortex

Lorsque la pression de l'eau en écoulement baisse jusqu'à la pression de sa vapeur à température ambiante, l'écoulement devient biphasique formé d'eau et de bulles de vapeur. Cet aspect d'écoulement donne naissance au phénomène de cavitation. Quand la pression s'élève à nouveau, les bulles ainsi formées s'éclatent pour revenir sous forme liquide et dégagent à l'occasion une énergie locale très considérable. Au niveau des éclatements de ces bulles, l'énergie dégagée dégrade l'ouvrage support de l'écoulement et une érosion par cavitation est engendrée.

L'effet nuisible de la cavitation sur les ouvrages d'évacuation par exemple se montre sous forme de détérioration locale du matériau de l'ouvrage en perdant sa qualité physique et hydraulique.

La dégradation causée par la cavitation peut être retardé par la réalisation des bétons spéciaux ou par blindage (Bulletin CIGB n°58,1987).

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 subatmosphérique et, par augmentation de la compressibilité de l'eau, réduisent considérablement la violence des chocs qui accompagnent l'implosion des bulles de vapeur (Peterka, 1978).

Sur la figure 3.2, considérons R_1 et R_2 respectivement les rayons de la crête inférieur (seuil de déversement) et de la crête supérieur (toit) du siphon. Si h_0 est la charge négative au niveau de la crête; selon Modi (2000) le débit Q_s est donné à travers les conditions du vortex libre par la relation suivante :

$$Q_s = bR_1\sqrt{2gh_0} \ln\left(\frac{R_2}{R_1}\right) \quad (3.7)$$

Avec

b :largeur du seuil déversant (crête) en m

La charge négative maximal (vacuum) à la crête est égale à 7,92 m; qui est définie comme la différence entre la pression atmosphérique à l'élévation au dessus du niveau de la mer et la pression de vapeur de l'eau.

La substitution de $h_0 = 7,92$ m dans la relation 3.7 donne :

$$Q_{s_{max}} = 12,47bR_1 \ln\left(\frac{R_2}{R_1}\right) \quad (3.8)$$

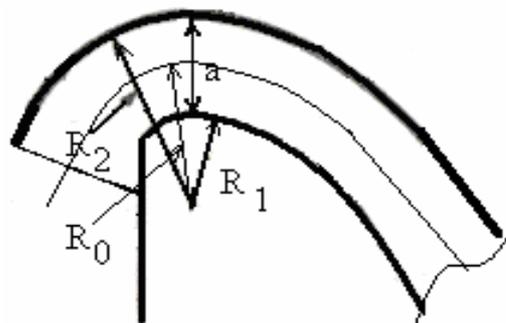


Fig.3.2. Rayons de la crête et du toit du siphon

Pour éviter toute cavitation probable le débit évacué par le siphon ne doit pas dépasser sa valeur maximale donnée par la relation ainsi définie.

Pour avoir une capacité d'évacuation maximale liée évidemment à la valeur du coefficient de débit μ , la littérature russe propose une valeur pratique du rapport R_0/a égal à 1,3 .

CHAPITRE II

PROTOCOLE EXPERIMENTAL ET DÉROULEMENT DES ESSAIS

II.1. Protocole expérimental

Dans ce paragraphe, nous présenterons la démarche expérimentale à travers une description détaillée et justifiée du protocole expérimental servant à l'identification des paramètres d'influence préalablement définis. Cette démarche concernera l'ouvrage choisi et retenu par notre étude.

La station d'expérimentation (photographie 3.1) est un système hydraulique formé d'un modèle réduit d'un évacuateur de crue en siphon de profil Creager à crête déversante de largeur $b = 17,2$ cm (photographie 3.2), à différentes configurations selon quatre modèles à plusieurs ouvertures (figures 3.3.1, 3.3.2, 3.3.3, 3.3.4), pour une section longitudinale épousant le profil Creager ayant une dimension verticale constante $a = 4,3$ cm de la section transversale variable selon la dimension b et d'une aire totale $A = 73,96$ cm².

Nous avons envisagé que le profil Creager choisi correspond à la valeur du rapport $R_0/a = 1,3$ sus-indiquée.

La dénivelée entre le seuil déversant et le radier du bief aval $E = 70,3$ cm.

Le siphon est équipé d'orifices d'aération (photographie 3.3) d'une aire choisie égale à 5 % de l'aire de la section du siphon mesurée à la crête, ces orifices assurent l'arrêt automatique de fonctionnement du siphon lorsque le niveau d'eau au bief amont atteint le seuil de déversement. Les détails des dimensions de la crête déversante du siphon sont représentés sur la figure 3.4. Les conditions d'entrée et de sortie du siphon sont respectivement visualisées sur les photographies 3.4 et 3.5.

Le siphon fonctionne au départ comme déversoir puis il s'amorce lorsque les orifices s'émergent et se transforme ainsi en un conduit en charge de longueur égale à 110 cm qui débouche sur un bassin d'amortissement d'une profondeur de 5 cm et d'une longueur de 60 cm (photographie 3.6) et l'écoulement se poursuit dans un canal rectangulaire de longueur 200 cm vers un caniveau souterrain.

Le modèle est conçu en plexiglas, il est alimenté en circuit fermé à partir d'un réservoir surélevé gradué de 20 cm au dessus du seuil de déversement (photographie 3.7) alimenté à son tour par pompage à partir d'un deuxième réservoir enterré. La turbulence de l'écoulement à l'intérieur du réservoir surélevé est atténuée par un système de dissipation créé par le passage à travers une plaque perforée en plexiglas (photographie 3.8).

L'amorçage du siphon est assuré par un bassin convergent d'une longueur de 80 cm (photographie 3.9).

Les débits sont régularisés par une vanne et un robinet vanne (photographie 3.10) et sont mesurés par un débitmètre à ultra son (photographie 11), type (1010WP Ultrasonic).

La gamme de débit s'étale de 4,5 l/s à 22,5 l/s correspondant à une gamme de charge au dessus du seuil déversant (crête) s'étalant à son tour de 0,5 cm à 17,5 cm.



Photo.3.1. Station d'expérimentation

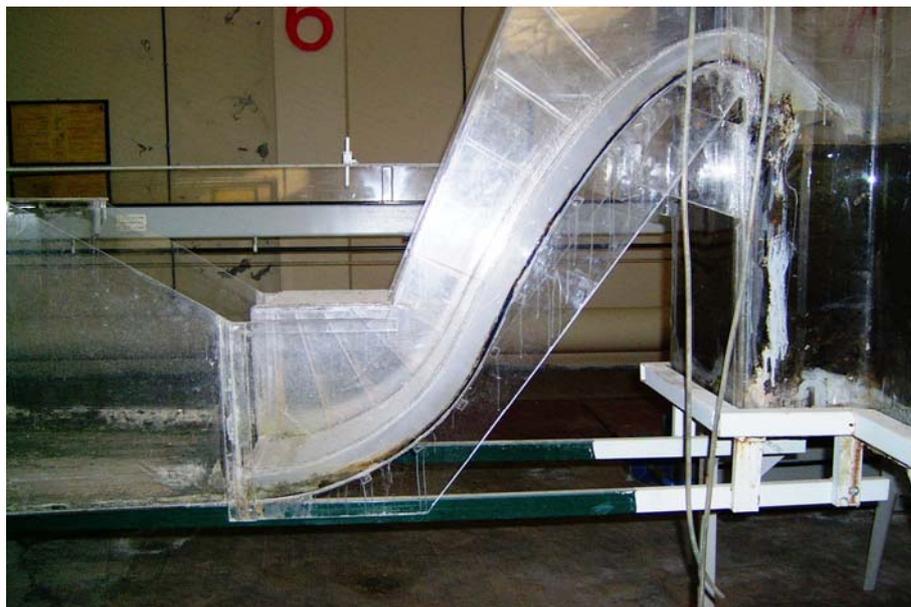
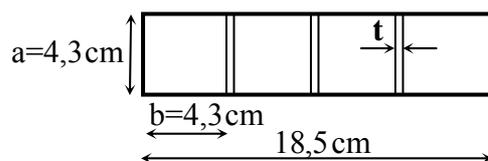


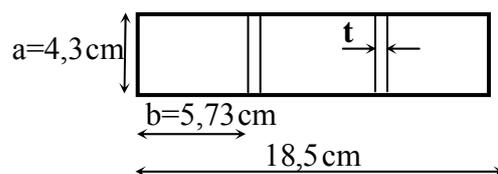
Photo.3.2. Siphon de profil Creager

Premier modèle



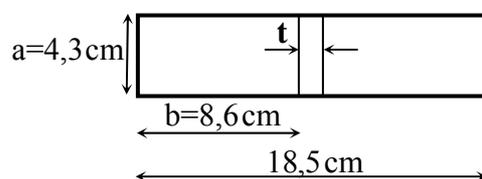
Siphon à quatre ouvertures ($b \times a$) = (4,3×4,3 cm), séparées de $t = 4,30\text{mm}$,
 $b/a = 1$

Deuxième modèle



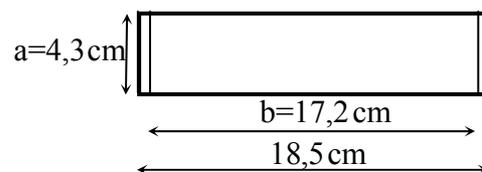
Siphon à trois ouvertures ($b \times a$) = (5,73×4,3 cm), séparées de $t = 6,50\text{mm}$,
 $b/a = 1,33$

Troisième modèle



Siphon à deux ouvertures ($b \times a$) = (8,6×4,3 cm), séparées de $t = 13\text{mm}$,
 $b/a = 2$

Quatrième modèle



Siphon à une ouverture ($b \times a$) = (17,2×4,3 cm),
 $b/a = 4$



Photo.3.3. Entrée du siphon et orifices d'aération
(Exemple : Quatrième modèle)

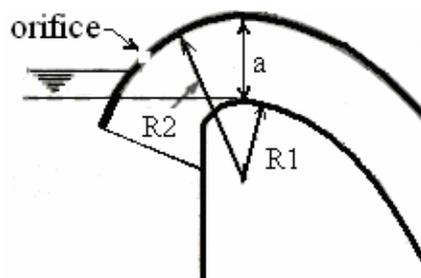


Fig.3.4. Entrée et crête du siphon
Profil Creager choisi ;
 $a = 4,3$ cm; $R_1 = 3,45$ cm;
 $R_2 = 7,75$ cm



Photo.3.4. Conditions d'entrée du siphon
(Exemple : Quatrième modèle)



Photo.3.5. Conditions de sortie du siphon
(Exemple : Quatrième modèle)

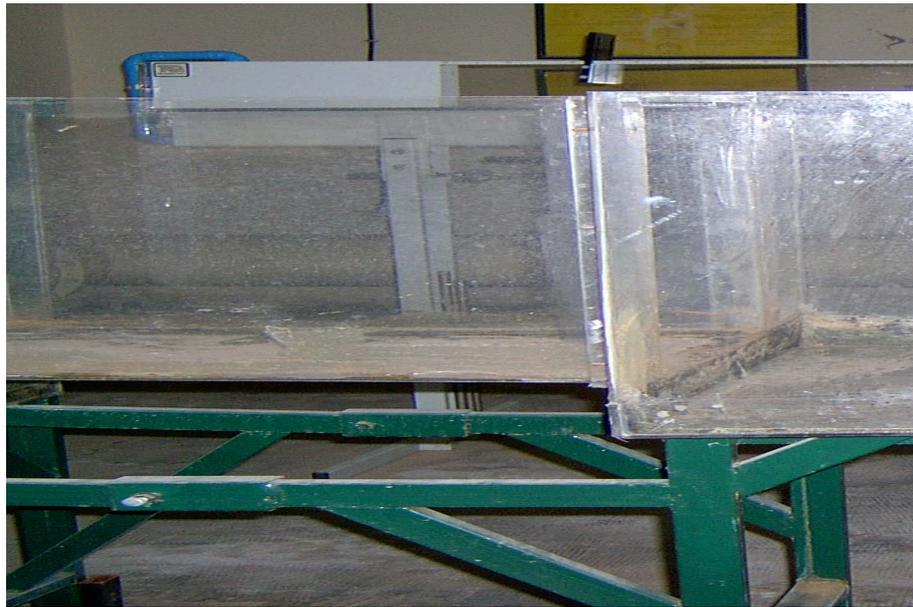


Photo.3.6. Bassin d'amortissement



Photo.3.7. Réservoir surélevé gradué (Retenue)



Photo.3.8. Plaque perforée d'atténuation de la turbulence incidente



Photo.3.9. Bassin convergent pour l'amorçage du siphon



Photo.3.10. Vanne et robinet vanne de régulation des débits



Photo.3.11. Débitmètre à ultra son type (1010WP Ultrasonic)

II.2. Déroulement des essais

Ce chapitre sera consacré au déroulement des essais portant sur l'évaluation quantitative des paramètres d'influence. Ce qui permettra de mettre en relief le déroulement spécifique de l'essai quantitatif de chacun des paramètres à mesurer et les différentes étapes intermédiaires nécessaires à cette quantification.

Les mesures expérimentales des paramètres caractéristiques du siphon selon les différentes configurations retenues (quatre modèles à plusieurs ouvertures) que nous avons effectuées sont regroupées dans les tableaux 3.1.a,b,c ; 3.2.a,b,c ; 3.3.a,b ; 3.4.

Il s'agit des débits Q_s évacués par le siphon suivant les différents modèles élaborés, les charges au dessus de la crête du siphon ainsi que les charges effectives H_{eff} selon les conditions d'écoulement à la sortie du siphon et les coefficients de débit μ déduits de la relation 3.1 et reflétant la capacité d'évacuation du siphon en fonctionnement sous les configurations retenues par la présente étude.

Les observations visuelles au sujet de l'aspect biphasique (eau et bulles d'air non dissoutes) lié étroitement au phénomène d'amorçage de l'écoulement pour chaque système hydraulique identifié, sont également mentionnées.

Premier modèle (b/a =1)

Tableau 3.1.a. Mesures expérimentales : Premier modèle à quatre ouvertures

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	9,74	1,4	70,3	4,3	67,4	73,96	0,362	Présence faible de bulles d'air
2	9,78	2			68		0,362	
3	9,81	2,1			68,1		0,363	
4	9,82	2,2			68,2		0,363	
5	9,85	3			69		0,362	
6	9,95	4			70		0,363	
7	10,01	4,5			70,5		0,364	Etat d'amorçage complet
8	10,02	4,6			70,6		0,364	
9	10,06	4,8			70,8		0,365	
10	10,12	5,2			71,2		0,366	
11	10,15	6			72		0,365	
12	10,19	6,2			72,2		0,366	
13	10,19	7			73		0,364	
14	10,29	8			74		0,365	
15	10,38	9			75		0,366	
16	10,40	10			76		0,364	
17	10,45	10,2			76,2		0,365	
18	10,48	10,5			76,5		0,366	
19	10,51	10,8			76,8		0,366	
20	10,53	11,35			77,35		0,365	
21	10,55	11,5			77,5		0,366	
22	10,60	11,8			77,8		0,367	
23	10,63	12,8			78,8		0,366	
24	10,66	13			79		0,366	
25	10,71	13,1			79,1		0,368	
26	10,74	14,5			80,5		0,365	
27	10,78	15,2			81,2		0,365	
28	10,81	15,3			81,3		0,366	
29	10,85	15,8			81,8		0,366	
30	10,90	15,9			81,9		0,368	

Tableau 3.1.b. Mesures expérimentales : Premier modèle à trois ouvertures

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	7	0,85		8	63,15		0,359	Présence faible de bulles d'air
2	7,06	1		8	63,3		0,361	
3	7,1	1,5		8	63,8		0,362	
4	7,15	2		8	64,3		0,363	
5	7,19	3		8	65,3		0,362	
6	7,24	3,6		8	65,9		0,363	
7	7,3	4		8	66,3		0,365	
8	7,42	4,8		6	69,1		0,363	
9	7,45	5		6	69,3		0,364	
10	7,53	5,7		6	70		0,366	
11	7,63	8		5	72,3		0,363	
12	7,7	8,9		5	73,2		0,364	
13	7,71	10		5	74,3		0,362	
14	7,84	10,3		4,3	76,3		0,365	
15	7,87	10,6		4,3	76,6		0,366	
16	7,88	11,5		4,3	77,5		0,364	
17	7,9	12		4,3	78		0,364	
18	7,94	12,3		4,3	78,3		0,365	
19	7,99	13		4,3	79		0,366	
20	8,02	14		4,3	80		0,365	
21	8,07	15	70,3	4,3	81	55,47	0,365	

Tableau 3.1.c. Mesures expérimentales : Premier modèle à deux ouvertures

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	4,6	0,9	70,3	11	60,2	36,98	0,362	Présence faible de bulles d'air
2	4,66	2		11	61,3		0,363	
3	4,72	3,3		11	62,6		0,364	
4	4,75	4,2		11	63,5		0,364	
5	4,79	5		11	64,3		0,365	Etat d'amorçage complet
6	4,83	5,6		11	64,9		0,366	
7	4,83	6		11	65,3		0,365	
8	4,89	7,2		11	66,5		0,366	
9	4,89	8		11	67,3		0,364	
10	4,94	8,8		11	68,1		0,365	
11	4,95	9		11	68,3		0,366	
12	5	11		11	70,3		0,364	
13	5,02	11,6		11	70,9		0,364	
14	5,07	12,7		11	72		0,365	
15	5,14	14,2		11	73,5		0,366	
16	5,16	15		11	74,3		0,365	

Deuxième modèle (b/a =1,33)

Tableau 3.2.a. Mesures expérimentales : Deuxième modèle à trois ouvertures

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	15,1	0,8		11	60,1		0,595	Etat d'amorçage non complet
2	15,5	0,95		11	60,25		0,610	
3	15,94	2,4		10	62,7		0,615	
4	16,44	3,3		8	65,6		0,620	Présence de très faibles bulles d'air (Amorçage presque complet)
5	16,72	3,8		8	66,1		0,628	
6	16,77	4		8	66,3		0,629	
7	16,79	4,2		8	66,5		0,629	
8	16,88	4,7		8	67		0,630	Etat d'amorçage complet
9	17,02	5,8		8	68,1		0,630	
10	17,11	6,5		8	68,8		0,630	
11	17,41	6,9		6	71,2		0,63	
12	17,60	8,5		6	72,8		0,63	
13	17,78	9,8		6	74,1		0,631	
14	17,81	10		6	74,3		0,631	
15	17,82	10,1		6	74,4		0,631	
16	17,84	10,3		6	74,6		0,631	
17	17,92	10,9		6	75,2		0,631	
18	17,93	11		6	75,3		0,631	
19	18,06	11,9		6	76,2		0,632	
20	18,10	12		6	76,3		0,633	
21	18,24	12,2		4,3	78,2		0,630	
22	18,30	12,45		4,3	78,45		0,631	
23	18,33	12,7		4,3	78,7		0,631	
24	18,36	13		4,3	79		0,631	
25	18,40	13,1		4,3	79,1		0,632	
26	18,42	13,5		4,3	79,5		0,631	
27	18,45	14		4,3	80		0,630	
28	18,54	14,3		4,3	80,3		0,632	
29	18,63	14,8	70,3	4,3	80,8	73,96	0,633	

Tableau 3.2.b. Mesures expérimentales : Deuxième modèle à deux ouvertures

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	10,04	0,5		12	58,8		0,6	Etat d'amorçage non complet
2	10,27	0,6		11	59,9		0,608	
3	10,31	0,65		11	59,95		0,61	
4	10,4	0,7		11	60		0,615	
5	10,49	0,8		11	60,1		0,62	
6	10,67	0,85		10	61,15		0,625	
7	10,76	0,9		10	61,2		0,63	
8	10,78	1		10	61,3		0,631	
9	10,96	1,2		8	63,5		0,63	
10	10,98	1,3		8	63,6		0,631	
11	11,02	1,5		8	63,8		0,632	
12	11,21	2		6	66,3		0,631	
13	11,24	2,3		6	66,6		0,631	
14	11,27	2,5		6	66,8		0,632	
15	11,32	3		6	67,3		0,632	
16	11,37	4,3		6	68,6		0,629	Etat d'amorçage complet
17	11,45	4,5		4,3	70,5		0,63	
18	11,58	5		4,3	71		0,63	
19	11,66	5,5		4,3	71,5		0,632	
20	11,71	6		4,3	72		0,632	
21	11,75	6,3		4,3	72,3		0,633	
22	11,77	6,8		4,3	72,8		0,632	
23	11,79	7		4,3	73		0,632	
24	11,84	7,15		4,3	73,15		0,634	
25	11,87	8		4,3	74		0,632	
26	11,89	8,1		4,3	74,1		0,633	
27	11,91	8,3		4,3	74,3		0,633	
28	12	8,6		4,3	74,6		0,637	
29	12,1	10		4,3	76		0,636	
30	12,15	11	70,3	4,3	77	49,28	0,634	

Tableau 3.2.c. Mesures expérimentales : Deuxième modèle à une ouverture

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	5,18	0,8		8	63,1		0,598	Etat d'amorçage non complet
2	5,22	1,2		8	63,5		0,6	
3	5,32	2		8	64,3		0,608	
4	5,39	2,2		8	64,5		0,615	
5	5,45	2,5		8	64,8		0,62	
6	5,5	2,6		8	64,9		0,626	
7	5,55	2,7		8	65		0,631	
8	5,57	3		8	65,3		0,632	
9	5,57	3,2		8	65,5		0,631	
10	5,61	3,6		8	65,9		0,633	
11	5,62	4,3		8	66,6		0,631	Etat d'amorçage complet
12	5,64	5		6	69,3		0,621	
13	5,73	5,2		6	69,5		0,63	
14	5,76	6		6	70,3		0,63	
15	5,8	6,5		6	70,8		0,632	
16	5,9	7		4,3	73		0,632	
17	6,01	8		4,3	74		0,64	
18	6,08	10		4,3	76		0,639	
19	6,12	12		4,3	78		0,635	
20	6,16	13,1		4,3	79,1		0,635	
21	6,2	14	70,3	4,3	80	24,64	0,635	

Troisième modèle (b/a =2)

Tableau 3.3.a. Mesures expérimentales : Troisième modèle à deux ouvertures

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	16,90	0,7		8	63		0,650	Etat d'amorçage non complet
2	16,94	0,8		8	63,1		0,651	
3	17,08	0,9		8	63,2		0,656	
4	17,18	1		8	63,3		0,659	
5	17,22	1,1		8	63,4		0,660	
6	17,27	1,3		8	63,6		0,661	
7	17,35	1,5		8	63,8		0,663	
8	17,55	2		8	64,3		0,668	
9	17,63	2,2		8	64,5		0,670	
10	17,71	2,6		8	64,9		0,671	
11	17,98	3		6	67,3		0,669	
12	18,05	3,3		6	67,6		0,670	
13	18,17	4,3		6	68,6		0,670	
14	18,43	4,5		4,3	70,5		0,670	Etat d'amorçage complet
15	18,47	5		4,3	71		0,669	
16	18,53	5,5		4,3	71,5		0,669	
17	18,62	6		4,3	72		0,670	
18	18,70	6,4		4,3	72,4		0,671	
19	18,73	7		4,3	73		0,669	
20	18,85	7,5		4,3	73,5		0,671	
21	18,88	8		4,3	74		0,670	
22	18,95	9		4,3	75		0,668	
23	19,13	10		4,3	76		0,670	
24	19,29	11,5		4,3	77,5		0,669	
25	19,41	12		4,3	78		0,671	
26	19,51	13		4,3	79		0,670	
27	19,69	14		4,3	80		0,672	
28	19,78	15		4,3	81		0,671	
29	19,90	15,5	70,3	4,3	81,5	73,96	0,673	

Tableau 3.3.b. Mesures expérimentales : Troisième modèle à une ouverture

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	7,85	0,55	70,3	13	57,85	36,98	0,63	Etat d'amorçage non complet
2	7,9	0,6		13	57,9		0,634	
3	8	0,7		13	58		0,641	
4	8,1	0,75		13	58,05		0,649	
5	8,2	0,85		11	60,15		0,645	
6	8,3	0,9		11	60,2		0,653	
7	8,45	0,95		11	60,25		0,665	
8	8,5	1,2		11	60,5		0,667	
9	8,6	2		11	61,3		0,671	
10	8,65	3		11	62,3		0,669	
11	8,75	4,3		11	63,6		0,67	Etat d'amorçage complet
12	8,78	5		11	64,3		0,668	
13	8,9	6,2		11	65,5		0,671	
14	8,95	6,8		11	66,1		0,672	
15	9	7,5		11	66,8		0,672	
16	9,05	8		11	67,3		0,673	
17	9,15	9,8		11	69,1		0,672	
18	9,2	10,5		11	69,8		0,672	
19	9,24	11		11	70,3		0,673	
20	9,3	11,5		11	70,8		0,675	
21	9,35	12,5		11	71,8		0,674	
22	9,4	13		11	72,3		0,675	
23	9,5	14		11	73,3		0,677	

Quatrième modèle (b/a =4)

Tableau 3.4. Mesures expérimentales : Quatrième modèle à une ouverture

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	Observation
1	16,90	1,1	70,3	13	58,4	73,96	0,675	Etat d'amorçage non complet
2	17,00	1,2		13	58,5		0,678	
3	17,50	1,4		13	58,7		0,697	
4	18,50	1,5		13	58,8		0,736	
5	18,85	1,65		13	58,95		0,749	
6	18,90	1,7		13	59		0,751	
7	19,44	2		13	59,3		0,771	
8	19,50	2,1		13	59,4		0,772	
9	19,70	2,2		13	59,5		0,780	
10	20,20	4,3		13	61,6		0,786	Etat d'amorçage complet
11	20,40	5,4		13	62,7		0,786	
12	20,50	5,7		13	63		0,788	
13	20,60	5,9		13	63,2		0,791	
14	20,90	7,6		13	64,9		0,792	
15	21,00	8,4		13	65,7		0,791	
16	21,60	12		13	69,3		0,792	
17	21,90	14,1		13	71,4		0,791	
18	22,00	14,5		13	71,8		0,793	
19	22,30	16,5		13	73,8		0,792	
20	22,50	17,4		13	74,7		0,795	

CHAPITRE III

RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Ce chapitre permettra d'apprécier les résultats expérimentaux obtenus à travers la représentation graphique des paramètres d'influence quantifiés. Le rôle et l'importance de chacun de ces paramètres seront mis en évidence à travers une discussion rigoureuse. La représentation graphique permettra en outre de mieux apprécier l'interdépendance de certains paramètres ou de l'ensemble des paramètres en compétition.

Les relations issues du développement théorique pourront être également appréciées en les confrontant aux résultats expérimentaux.

Nous tenterons à chaque fois que cela sera possible d'ajuster les courbes expérimentales obtenues et de proposer des relations analytiques simples.

III.1. Coefficients de débit des siphons testés

A partir des valeurs expérimentales consignées dans les tableaux 3.1.a, b, c ; 3.2.a, b, c ; 3.3.a, b et 3.4 du chapitre précédent, concernant les coefficients de débit μ et les rapports b/a des dimensions de la section transversale de l'évacuateur en siphon objet d'étude, nous pouvons représenter graphiquement $\mu = f(b/a)$ sur la figure 3.5 et déduire ce qui suit :

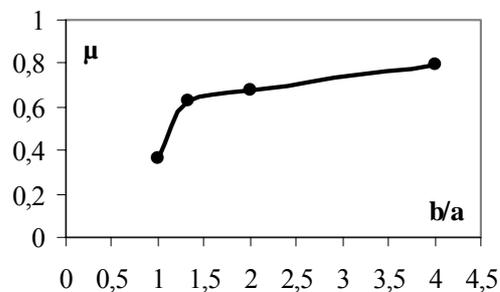


Fig.3.5. Variation de μ en fonction de (b/a)

- 1- Le coefficient de débit μ de l'évacuateur en siphon est étroitement lié au rapport b/a . Il passe d'une valeur minimale relativement faible μ_{\min} égale à 0,364 pour le premier modèle caractérisé par un rapport b/a égal à l'unité à une valeur maximale μ_{\max} très satisfaisante égale à 0,791 pour le quatrième modèle ayant un rapport b/a égal à 4.
- 2- Le coefficient de débit μ de l'évacuateur en siphon est indépendant du nombre d'ouvertures fonctionnelles dans chaque modèle traité à part, les valeurs de μ en

fonction de b/a se sont les moyennes arithmétiques de toutes les valeurs mesurées pour chaque configuration dans chaque modèle concernant l'état d'amorçage complet. Ces valeurs peuvent être récapitulés dans le tableau 3.5.

Tableau 3.5. Valeurs moyennes des coefficients de débit pour chaque modèle testé

Modèle	I	II	III	IV
b/a	1	1,33	2	4
μ	0,364	0,632	0,672	0,791

- 3- La courbe $\mu = f(b/a)$ de la figure 3.5 tend à se stabiliser et devenir horizontale ce qui est reflété par une légère augmentation de μ égale à 18 %, en passant de la valeur 0,672 à 0,791, correspondant à une double augmentation du rapport b/a .

III.2. Points d'amorçage complet des siphons testés

Lorsque le conduit rectangulaire formant l'évacuateur en siphon évacue les débits à section pleine exonérée de bulles d'air, l'ouvrage est considéré ainsi en amorçage complet et ce pour tous les modèles testés et nous pouvons conclure ce qui suit :

- 1- La distinction claire des zones d'amorçage non complet et presque complet, pour des valeurs faibles de la charge H appliquée au bief amont au dessus de la crête du siphon ; ainsi qu'une zone d'amorçage complet débutant au point de fonctionnement caractérisé par une charge H sensiblement égale à ($a = 4,3$ cm).
- 2- La valeur du débit d'amorçage $Q_{S_{\text{amorçage}}}$ à la charge ($H \approx a$) augmente du premier au quatrième modèle lorsque les siphons fonctionnent à section totale ($A = 73,96$ cm²). Les valeurs de $Q_{S_{\text{amorçage}}}$ sont consignées dans le tableau 3.6.

Tableau 3.6. Valeurs de $Q_{S_{\text{amorçage}}}$ pour chaque modèle

Modèle	I	II	III	IV
	4 ouvertures	3 ouvertures	2 ouvertures	1 ouverture
$Q_{S_{\text{amorçage}}}$ (l/s)	10	16,86	18,17	20,20

Ce résultat est aussi valable pour toute autre valeur de débit quand Q_s supérieur à $Q_{S_{\text{amorçage}}}$ pour la même valeur de charge H considérée. Les débits augmentent avec

l'augmentation du coefficient de débit μ en allant du premier modèle à quatre ouvertures vers le quatrième modèle à ouverture unique, ceci est dû à l'effet de la multiplication du nombre d'ouverture qui fait augmenter l'effet de la contraction latérale. Cette caractéristique est plus lisible sur la figure 3.6.

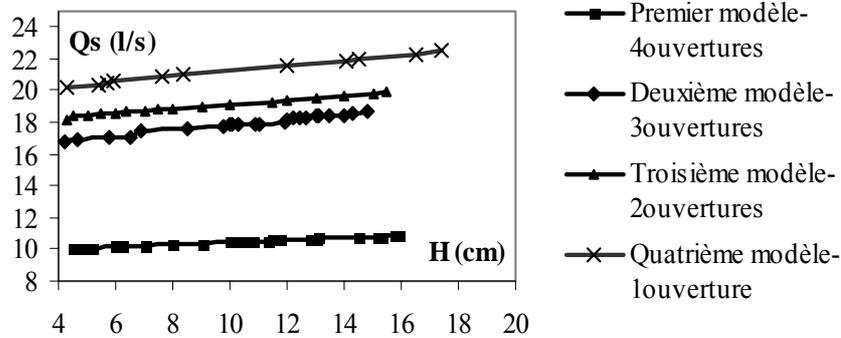


Fig.3.6. Représentation graphique des débits Q_s en fonction de la charge H pour tous les modèles testés à section totale $A = 73,96 \text{ cm}^2$

III.3. Expression de la perte de charge dans tous les modèles de siphons testés

Comme nous avons déjà considéré en I.2.3 que V_1 , V_2 et V_3 soient respectivement les vitesses d'écoulement à l'entrée, au niveau de la crête et à la sortie de l'évacuateur en siphon fonctionnant après amorçage, à pleine section et en charge. Et nous avons désigné 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, les valeurs des pertes de charges peuvent être évaluées par l'application de la relation 3.6 qui s'écrivait pour toutes les configurations examinées des modèles testés :

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

Pour le quatrième modèle caractérisé par un coefficient de débit maximal, les valeurs des pertes de charge h_L seront indiquées dans le tableau 3.7

Tableau 3.7. Valeurs des pertes de charge dans le quatrième modèle

N°	Qs (l/s)	H (cm)	E (cm)	a' (cm)	H _{eff} (cm)	A (cm ²)	μ (-)	h _L (cm)	Observation
1	16,90	1,1	70,3	13	58,4	73,96	0,675		Etat d'amorçage non complet
2	17,00	1,2		13	58,5		0,678		
3	17,50	1,4		13	58,7		0,697		
4	18,50	1,5		13	58,8		0,736		
5	18,85	1,65		13	58,95		0,749		
6	18,90	1,7		13	59		0,751		
7	19,44	2		13	59,3		0,771		
8	19,50	2,1		13	59,4		0,772		
9	19,70	2,2		13	59,5		0,780		
10	20,20	4,3		13	61,6		0,786	23,5	Etat d'amorçage complet
11	20,40	5,4		13	62,7		0,786	24,0	
12	20,50	5,7		13	63		0,788	23,9	
13	20,60	5,9		13	63,2		0,791	23,7	
14	20,90	7,6		13	64,9		0,792	24,2	
15	21,00	8,4		13	65,7		0,791	24,6	
16	21,60	12		13	69,3		0,792	25,8	
17	21,90	14,1		13	71,4		0,791	26,7	
18	22,00	14,5		13	71,8		0,793	26,6	
19	22,30	16,5		13	73,8		0,792	27,5	
20	22,50	17,4		13	74,7		0,795	27,5	

III.4. Contrôle de la cavitation par la théorie du vortex

Sur la figure 3.4, nous avons considéré que R_1 et R_2 soient respectivement les rayons de la crête inférieur (seuil de déversement) et de la crête supérieur (toit) du siphon. Si h_0 est la charge négative au niveau de la crête; selon Modi (2000) le débit Q_s est donné à travers les conditions du vortex libre par la relation 3.7 qui s'écrivait:

$$Q_s = bR_1\sqrt{2gh_0} \ln\left(\frac{R_2}{R_1}\right)$$

Avec

b : largeur du seuil déversant (crête) en m

La charge négative maximal (vacuum) à la crête est égale à 7,92 m; qui est définie comme la différence entre la pression atmosphérique à l'élévation au dessus du niveau de la mer et la pression de vapeur de l'eau.

La substitution de $h_0 = 7,92$ m dans la relation 3.7 donne la relation 3.8 :

$$Q_{s_{\max}} = 12,47bR_1 \ln\left(\frac{R_2}{R_1}\right)$$

L'application numérique aux cas réels des siphons testés donne:

$$b=17,2\text{cm}; R_1=3,45 \text{ cm}; R_2=7,75 \text{ cm}$$

$$Q_{s_{\max}} = 0,0599 \text{ m}^3/\text{s} \text{ soit } Q_{s_{\max}} \approx 60 \text{ l/s}$$

La valeur du débit trouvée est la valeur autorisée sous laquelle nos modèles réduits fonctionnent sans crainte du problème de cavitation. Cependant les contraintes du laboratoire et de la technique de modélisation ne nous ont permis d'acquérir cette grandeur de débit et toutes les valeurs expérimentales des débits sont inférieures à 22,5 l/s, ce qui évite de loin le phénomène de cavitation.

En outre et à l'opposition des débits forts, le tableau 3.8 indique que le phénomène de cavitation est aussi évité pour les quatre modèles testés fonctionnant avec une seule ouverture assurant de faibles débits.

Tableau 3.8. Vérification de la non cavitation

Modèle à ouverture unique	Q_s ($10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$) (valeurs testées) \leq	$Q_{s_{\max}}$ ($10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$)(relation 3.8)
Premier ($b = 4,3 \text{ cm}$)	non possible	15
Second ($b = 5,73 \text{ cm}$)	6,2	20
Troisième ($b = 8,6 \text{ cm}$)	9,5	30
Quatrième ($b = 17,2 \text{ cm}$)	22,5	60

III.5. Capacité d'évacuation du siphon et le nombre de Froude

Le premier modèle dans ses trois cas de réalisation est caractérisé par un coefficient de débit $\mu = 0,364$ relativement faible par rapport aux autres modèles, ce modèle sera peut être utile en remplacement des autres structures d'évacuation dans des circonstances d'exploitation particulières. Excepté ce premier modèle, la représentation graphique sur la figure 3.7 de la variable adimensionnelle H/a en fonction du nombre de Froude Fr , dans une gamme expérimentale très commode au dimensionnement des bassins d'amortissement selon George (1978), permet d'envisager une variation linéaire sous la forme :

$$\frac{H}{a} = c_1 Fr + c_2 \quad (3.9)$$

Où :

H : charge appliquée au dessus du seuil (sommet) du siphon au bief amont en cm.

a : hauteur au sommet du siphon, dimension verticale de la section d'évacuation $a = 4,3$ cm

c_1 et c_2 : constantes de l'ajustement linéaire.

Fr : nombre de Froude, calculé par la relation suivante :

$$Fr = \frac{Q_s}{A\sqrt{ag}} \quad (3.10)$$

Q_s : débit évacué par le siphon en m^3/s

A : section transversale totale d'évacuation en m^2

g : accélération de la pesanteur m/s^2

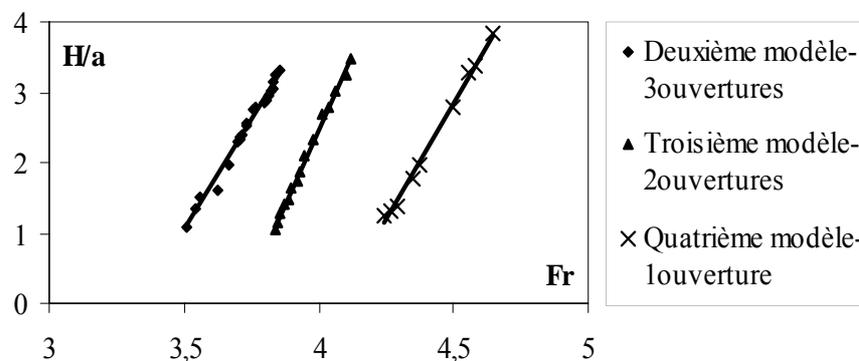


Fig.3.7. Représentation graphique de H/a en fonction du nombre de Froude

L'examen de la figure 3.7 fait ressortir ce qui suit :

- 1- La variation expérimentale de H/a en fonction de Fr est caractérisée par une linéarité à pente pratiquement constante ($c_1 = 2,42$), par contre le second coefficient c_2 est fonction du coefficient de débit μ .
- 2- La régression linéaire double acceptée entre les variables μ , H/a et Fr a une forme:

$$100\mu = 22Fr - 3\frac{H}{a} - 13,44 \quad (3.11)$$

Avec un coefficient de corrélation multiple $r = 0.984$ et une erreur type sur l'estimation de 1,11%.

- 3- Comme c'est déjà signalé, au point d'amorçage ($Q_s = Q_{s_{\text{amorçage}}}$; $H \approx a$; $Fr = Fr_{\text{amorçage}}$), la relation ainsi définie devient :

$$Fr_{\text{amorçage}} = \frac{1}{4}(18\mu + 3) \quad (3.12)$$

Ces deux dernières relations concernent le domaine de validité expérimenté et testé caractérisé par :

$$0,6 < \mu < 0,8 ; 2,5 < Fr < 4,5 ; 1 < \frac{H}{a} < 4$$

III.6. Indications sur la modélisation hydraulique – exemple : quatrième modèle

Nous avons déjà indiqué que le seul cas de réalisation d'ouvrage d'évacuation sous forme d'un "siphon évacuateur" était le siphon évacuateur du barrage de Fergoug, sa modélisation en modèle réduit avait l'échelle 1/25 et 1/40.

A travers la recherche bibliographique concernant les échelles géométriques de modélisations couramment utilisées pour les ouvrages d'évacuation en Algérie, nous avons constaté que l'échelle géométrique 1/50 soit la plus fréquente (LCHF, 1970), (SEIL, 1974), (Bulgarprojets-Technoexportstory, 1976), (Stuchy-Tractionel, 1977), (LEGC, 1982), (Tractionel, 1982), (Hydroconsult Bratislava, 1982), (LCH, 1994). Bien entendu, nous rappelons que cette valeur soit le résultat d'un compromis répondant aux exigences de la modélisation précédemment soulevées.

Nous essayerons de donner des indications sur les ordres de grandeur en terme géométrique et capacité d'évacuation que présentera le quatrième modèle réduit de notre étude vu sa capacité d'évacuation élevée ($\mu = 0,791$), s'il est réalisé naturellement à une échelle 1/25 et 1/40.

1- Echelle 1/25

La section transversale d'écoulement du siphon doit se réaliser avec les dimensions suivantes :

$$a_{\text{prototype}} = a_{\text{modèle}} * \lambda, \text{ soit } a_{\text{prototype}} = 0,043 * 25 = 1,075 \text{ m}$$

$$b_{\text{prototype}} = b_{\text{modèle}} * \lambda, \text{ soit } b_{\text{prototype}} = 0,172 * 25 = 4,3 \text{ m}$$

La vitesse réelle correspondante au passage du débit maximum testé aura pour valeur :

$$V_{\text{modèle}} = Q_{\text{max modèle}} / (a_{\text{modèle}} * b_{\text{modèle}}), \text{ soit } V_{\text{modèle}} = 0,0225 / (0,043 * 0,172) = 3,042 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{prototype}} = V_{\text{modèle}} * \lambda^{1/2}, \text{ soit } V_{\text{prototype}} = 3,042 * 25^{0,5} = 15,22 \text{ m/s}$$

Le débit réel correspondant au passage du débit maximum testé aura pour valeur :

$$Q_{\text{max prototype}} = Q_{\text{max modèle}} * \lambda^{2,5} = 0,0225 * 25^{2,5} = 70,312 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le nombre de Reynolds pour le modèle se calcule comme suit :

$$R_{\text{modèle}} = V_{\text{modèle}} * d_{\text{hydraulique.modèle}} / \nu$$

$$d_{\text{hydraulique.modèle}} = 2 * a_{\text{modèle}} * b_{\text{modèle}} / (a_{\text{modèle}} + b_{\text{modèle}}) = 0,0688 \text{ m}$$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s} \text{ (viscosité cinématique de l'eau à } 20^{\circ}\text{C)}$$

$$R_{\text{modèle}} = 3,042 * 0,0688 / 10^{-6} = 2,09 * 10^5 ;$$

Pour la valeur de Reynolds trouvée, on peut dire que l'influence de la rugosité relative sur le coefficient de résistance sera insignifiante.

2- Echelle 1/40

La section transversale d'écoulement du siphon doit se réaliser avec les dimensions suivantes :

$$a_{\text{prototype}} = a_{\text{modèle}} * \lambda, \text{ soit } a_{\text{prototype}} = 0,043 * 40 = 1,72 \text{ m}$$

$$b_{\text{prototype}} = b_{\text{modèle}} * \lambda, \text{ soit } b_{\text{prototype}} = 0,172 * 40 = 6,88 \text{ m}$$

La vitesse réelle correspondante au passage du débit maximum testé aura pour valeur :

$$V_{\text{modèle}} = Q_{\text{max modèle}} / (a_{\text{modèle}} * b_{\text{modèle}}), \text{ soit } V_{\text{modèle}} = 0,0225 / (0,043 * 0,172) = 3,042 \text{ m/s}$$

$$V_{\text{prototype}} = V_{\text{modèle}} * \lambda^{1/2}, \text{ soit } V_{\text{prototype}} = 3,042 * 40^{0,5} = 19,24 \text{ m/s}$$

Le débit réel correspondant au passage du débit maximum testé aura pour valeur :

$$Q_{\text{max prototype}} = Q_{\text{max modèle}} * \lambda^{2,5} = 0,0225 * 40^{2,5} = 227,684 \text{ m}^3/\text{s}$$

Le nombre de Reynolds pour le modèle reste le même :

$$R_{\text{modèle}} = 2,09 * 10^5$$

Conclusion à la troisième partie

Cette troisième et dernière partie de l'étude a eu pour objectif l'étude d'un ouvrage d'évacuation particulier. L'ouvrage étudié est un évacuateur de crue type siphon qui se classe parmi les organes supérieurs d'évacuation à seuil fixe à écoulement en charge ayant l'avantage d'évacuer sans crainte des débits considérables sous de faibles décrets pour un encombrement restreint. L'installation expérimentale destinée aux essais sur modèles réduits assure une gamme des débits de 4,5 à 22,5 l/s. Quatre modèles ont été délibérément testés. Chaque modèle a été examiné sous plusieurs configurations selon le nombre d'ouvertures qui contribuent en même temps à l'évacuation. Ce nombre d'ouverture est une conséquence du choix du rapport b/a , où a est la dimension verticale de la section transversale d'écoulement pour le siphon ayant la forme rectangulaire, b est alors sa largeur. La forme longitudinale épouse la forme du profil Creager adopté pour cette étude.

L'étude expérimentale a eu pour but la détermination de la valeur du rapport b/a qui assure l'évacuation maximale et déduit la valeur maximale du coefficient du débit μ . Les mesures expérimentales nous ont permis de conclure que cette valeur de μ_{\max} soit égale à 0,79 pour un rapport b/a égal à 4. Ces mêmes mesures traduites par des nuages de points sous leurs formes graphiques nous ont poussés à constater des interdépendances traduites par des relations adimensionnelles entre les paramètres d'influence déjà définis. Les relations proposées ; $100\mu = 22Fr - 3\frac{H}{a} - 13,44$ et $Fr_{\text{amorçage}} = \frac{1}{4}(18\mu + 3)$ concernent l'association des variables ; coefficients des débits, nombres de Froude et les rapports H/a dans les gammes $0,6 < \mu < 0,8$; $2,5 < Fr < 4,5$; $1 < \frac{H}{a} < 4$ où H est la charge au-dessus du seuil (crête) du siphon.

CONCLUSION GENERALE

L'étude a été consacrée aux ouvrages d'évacuation dans les barrages et les retenues ; trois parties, subdivisées à leur tour en chapitres, ont été élaborées.

La première partie s'est intéressée à la technique de modélisation physique basée sur la théorie de similitude géométrique, cinématique et dynamique entre le modèle réduit et le prototype. Les limites de validité de cette technique ont été énumérées et respectées dans la suite des applications.

Quelques exemples d'ouvrages d'évacuation ont été décrits et éclaircis par des photographies tels que le déversoir de superficie à seuil mobile du Barrage Bou-Hanifia et la vidange de fond du Barrage Gherib. Une attention particulière a été accordée au siphon d'essai en vraie grandeur du Barrage Fergoug (Algérie) ce qui nous a encouragé à aborder quelques détails menant aux éléments de réponse aux questions de section transversale et profil longitudinal caractérisant ces types particuliers d'ouvrages d'évacuation considérés comme moyen sûr que les hydrotechniciens pourront employer sans crainte. Si la section transversale des siphons est généralement rectangulaire, il semble très important de chercher le rapport des dimensions de cette section qui assure l'évacuation maximale tout en faisant maintenir un profil longitudinal donnée de type Creager couramment utilisé. Nous avons soulevé cette problématique pour la résoudre à travers une expérimentation dans ce qui suit de l'étude.

La seconde partie de notre étude a été entièrement réservée aux formes les plus classiques pour les crêtes de déversoirs et qui sont la paroi épaisse horizontale, la paroi mince, et la forme arrondie. Nous avons alors fait la restriction à l'état des connaissances sur les écoulements par dessus les barrages-reservoirs et sur les différents profils qui étaient courant jusqu'à la fin du 19^{ème} siècle et au début du 20^{ème} siècle, il s'agit en l'occurrence les barrages-déversoirs profilés en type Creager, Scimemi et WES. Ensuite l'étude, s'est particulièrement intéressée au calcul de la profondeur h_1 d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente, variant entre 1/0,6 et 1/0,8.

En proposant un schéma de définition, nous avons défini la relation fonctionnelle $f(Z, H, h_1) = 0$, où Z est la différence des côtes du niveau de la retenue et du radier aval de l'ouvrage, H représente la charge déversante considérée comme étant la charge critique.

En première approximation, nous avons négligé l'effet des pertes de charge par frottement le long du parement aval du barrage-déversoir ce qui donne une ligne de charge arbitraire du point de vue quantitatif. Ceci nous a conduit à mieux préciser la relation fonctionnelle ci-

dessus indiquée, et nous avons établi que Z , H et h_1 sont liés par une équation de troisième degré de la forme $\psi^3 - \psi^2 + \frac{4}{27}\phi^3 = 0$. Nous avons indiqué que celle-ci n'est composée que des seuls paramètres adimensionnels $\psi = h_1 / Z$ et $\phi = H/Z$, puis en faisant appel aux fonctions trigonométriques, nous avons pu déterminer la racine réelle ayant un sens physique à l'opposé des deux autres racines. Cette solution a eu la forme $\psi = (1/3)[1 + 2 \cos(\alpha/3)]$ où α est déduite de la relation $\alpha = \pi + \cos^{-1}(2\phi^3 - 1)$. Notre étude s'est poursuivie par l'analyse du diagramme de l'USBR, issu d'essais in-situ sur des ouvrages en fonctionnement (Shasta et de Grand Coulee). Le diagramme proposé montre la variation de la vitesse moyenne V_1 de l'écoulement au pied aval du barrage-déversoir en fonction de la charge H déversée et de la différence de côte Z . Par un changement de variables convenable, nous avons pu transformer ce diagramme en une courbe unique adimensionnelle, définie par les paramètres $\psi = h_1 / Z$ et $\phi = H/Z$. Nous avons pu montrer que $\psi_p > \psi_t$ et nous avons attribué ce résultat aux pertes de charge par frottement, laissées hors considération lors du développement théorique. La représentation graphique des couples de valeurs (ψ_p, ψ_t) a montré clairement la linéarité qui caractérise la courbe obtenue. Avec un coefficient de corrélation très satisfaisant, nous avons pu exprimer la relation $\psi_p = \zeta(\psi_t)$. Celle-ci nous a permis enfin de définir l'équation recherchée $\psi_p = 0.356 [1 + 2 \cos(\alpha/3)] + 10^{-3}$.

Enfin, et dans le but de montrer les démarches nécessaires à l'application de la relation ci-dessus proposée, nous avons présenté un exemple pratique de calcul d'un barrage-déversoir de pente aval 1/0,7, en montrant en particulier le cheminement du calcul menant à la valeur de la profondeur h_1 au pied aval du barrage-déversoir en exemple.

La troisième partie a eu pour objectif l'étude d'un ouvrage d'évacuation particulier. L'ouvrage étudié est un évacuateur de crue type siphon qui se range parmi les ouvrages supérieurs d'évacuation à seuil fixe à écoulement en charge capable sans doute d'évacuer des forts débits sous de faibles décrets du plan d'eau dans la retenue et ce pour un encombrement restreint, l'encombrement restreint demeure un souci pour les projecteurs dans le domaine de l'hydraulique. L'installation destinée à l'étude expérimentale assure une alimentation en débits refoulés s'étalant entre les valeurs 4,5 à 22,5 l/s. Quatre modèles ont été testés séparément. Chaque modèle a été examiné sous des configurations dictées par les objectifs de l'étude et selon le nombre d'ouvertures qui contribuent à la fois à l'évacuation.

Ce nombre d'ouverture fonctionnelle est imposé à son tour par le choix du rapport b/a , où a est la dimension verticale de la section transversale d'écoulement pour le siphon ayant la forme rectangulaire, b est alors sa largeur. La forme longitudinale épouse la forme du profil Creager adopté pour les justifications déjà citées.

L'étude expérimentale a eu pour but de déterminer la valeur du rapport b/a qui assure l'évacuation maximale et déduit la valeur maximale du coefficient du débit μ caractéristique intrinsèque de tout ouvrage d'évacuation. Les mesures expérimentales ont permis de conclure que les valeurs du coefficient de débit μ prennent respectivement les valeurs 0,364 , 0,632 , 0,672 et 0,791 pour le premier , le second , le troisième et le quatrième modèle et que la valeur maximale soit celle correspondant au quatrième modèle caractérisé par un rapport b/a égal à 4. Ces mêmes mesures traduites par des nuages de points sous leurs formes graphiques nous ont amenés à constater des interdépendances traduites par des relations adimensionnelles entre les paramètres d'influence déjà définis. La relation générale proposée a eu la forme

$100\mu = 22Fr - 3\frac{H}{a} - 13,44$; l'application au cas particulier d'amorçage a donnée la relation

$Fr_{\text{amorçage}} = \frac{1}{4}(18\mu + 3)$. Les relations ainsi mentionnées concernent l'association statistique

entre variables ; coefficients des débits, nombres de Froude et rapports H/a ; dans les gammes permises par les contraintes de la modélisation physique au laboratoire, $0,6 < \mu < 0,8$;

$2,5 < Fr < 4,5$; $1 < \frac{H}{a} < 4$, où H est la charge au-dessus du seuil (crête) du siphon .

NOTATIONS

A	section transversale totale d'évacuation (m^2)
a	dimension verticale de la section transversale au sommet et la sortie du siphon en (m)
a'	profondeur de l'écoulement au bief aval du siphon (m)
b	largeur du seuil déversant, dimension horizontale de la section du siphon (m)
C	coefficient de débit (-)
Cd	coefficient de débit sous la charge de dimensionnement (-)
D ₁	profondeur de l'écoulement au pied aval (m)
E	dénivelée entre le seuil déversant et le radier du bief aval (m)
Fr	nombre de Froude (-)
Fr ₁	nombre de Froude incident au pied aval (-)
f*	coefficient de résistance (-)
g	accélération de la pesanteur (ms^{-2})
H	charge au dessus du seuil déversant et au dessus de la crête du siphon (m)
H _a	hauteur capable de la vitesse d'approche (m)
H _c	charge critique (m)
H _d	charge de dimensionnement (m)
H _e	charge avec effet de la vitesse d'approche (m)
H _{eff}	charge effective appliquée au siphon (m.)
h _c	profondeur critique (m)
h _f	perte de charge (m)
h _L	perte de charge totale dans le siphon (m)
h ₀	charge négative au niveau de la crête (m)
h ₁	profondeur de l'écoulement au pied aval (m)
j	perte de charge unitaire (m/m)
L _e	largeur effective de la crête du déversoir (m)
L ₁	dimension linéaire du prototype (m)
L ₂	dimension linéaire du modèle (m)
Q _s	Débit évacué par le siphon (m^3s^{-1})
q	débit unitaire ou linéaire (m^2s^{-1})
Re	nombre de Reunolds (-)
Re _s	nombre de Reunolds seuil (-)
R ₀	rayon moyen entre la crête inférieure et le toit du siphon (m)

R_1	rayon de la crête inférieur du siphon (m)
R_2	rayon de la crête supérieur (toit) du siphon (m)
s	hauteur géométrique du barrage-déversoir (m)
t	épaisseur de séparation entre les ouvertures (m)
t_1	temps dans le prototype (s)
t_2	temps dans le modèle (s)
V_1	vitesse réelle au pied aval du barrage-déversoir (ms^{-1})
V_1	vitesse d'écoulement à l'entrée du siphon (ms^{-1})
V_2	vitesse d'écoulement au niveau de la crête du siphon (ms^{-1})
V_3	vitesse d'écoulement à la sortie du siphon (ms^{-1})
V_A	vitesse réelle au pied aval du barrage-déversoir (ms^{-1})
V_T	vitesse théorique au pied aval du barrage-déversoir (ms^{-1})
V_a	vitesse d'approche (ms^{-1})
v_1	vitesse dans le prototype (m/s)
v_2	vitesse dans le modèle (m/s)
y_1	profondeur de l'écoulement au pied aval (m)
Z	différence de côte (m)
$\sum \xi_1$	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 (-)
α	angle (radian ou en degré)
α_c	coefficient de correction de l'énergie cinétique (coefficient de Coriolis) (-)
λ	échelle linéaire du modèle
λ_p	échelle des pressions
λ_q	échelle des débits
λ_t	échelle des temps
λ_v	échelle des vitesses
λ_γ	échelle des accélérations
λ_ν	échelle des viscosités cinématiques
ψ	$\psi = h_1/Z$ (-)
ψ_p	valeur pratique de ψ (-)
ψ_t	valeur théorique de ψ (-)
ϕ	$\phi = H/Z$ (-)

- ϕ_p valeur pratique de ϕ (-)
 ϕ_t valeur théorique de ϕ (-)
 ε rugosité absolue (m)
 ε/L rugosité relative (-)
 μ coefficient de débit du siphon (-)

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Achour, B. (1997). *Dissipateurs d'énergie par ressaut*, Thèse de doctorat d'état, Université de Tizi Ouzou, Institut de Génie civil, Tizi Ouzou. Algérie
- Babaeyan-Koopaei, K., Valentine, E. M., Ervine, D. A. (2002). *Case Study on Hydraulic Performance of Brent Reservoir Siphon Spillway*, Journal of Hydraulic Engineering: Vol. 128, No. 6, 562-567. U.K.
- 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
- Bessonneau, M., Theret, B. (1979). *Evacuateurs de crue par clapets à contrepoids et évacuateurs de crues par siphons- Comparaisons et avantages des deux systèmes*. ICOLD, 13th congress, New Delhi. India.
- Bhattarai, T.R., (2003). *Refurbishment of Rosshaupten Dam Spillway for Flood Management- Findings from Hydraulic Model Study (Postgraduate Diploma Practical Thesis Work)*, Laboratory of Hydraulic and Water Resources Engineering (VAO), TUM, Germany
- Bollrich, G. (1994). *Hydraulic investigations of the high-head siphon spillway of Burgkhammer*. ICOLD, 18th congress, Durban. South-Africa.
- Bollrich, G. (2000). *Technische Hydromechanik*, Band 1, 4. Auflage, Verlag fur Bauwesen Berlin. Germany.
- 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.
- 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.
- Bulgarprojets-Technoexportstory. (1976). *Rapport sur les essais sur modèle réduit du bassin dissipateur, première variante, du barrage de la Cheffia- Algérie*, Laboratoire Central Scientifique de Recherches Hydrauliques, Institut supérieur de génie civil, Sofia, Bulgarie.
- Bulletin CIGB n°58. (1987). *Evacuateurs de crue de barrages*, Commission Internationale des Grands Barrages, Paris, France.
- Bulletin CIGB n°81. (1992). *Evacuateurs. Ondes de chocs et entraînement d'air*, Synthèse et recommandations, Commission Internationale des Grands Barrages, Paris, France.
- Camichel, M., (1943). *Hydraulique générale - tome 2*, Ed. Edouard Privat. Toulouse, France.
- Camichel, M., (1950). *Hydraulique générale - tome 3*, Ed. Edouard Privat. Toulouse, France.

- Carlier, M., (1980). *Hydraulique générale et appliquée*, Collection de la direction des études et recherches d'électricité de France, Volume 14, 2^{ème} édition, Eyrolles, Paris, France.
- Chanson, H., Montes, J.S. (1997). *Overflow characteristics of cylindrical weirs*, Research report series, report CE154, Department of civil engineering, University of Queensland Brisbane. Australia.
- Chanson, H., Montes, J.S. (1998). *Overflow Characteristics of Circular Weirs: Effect of Inflow Conditions*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, Vol. 124, No. 3, pp. 152-162. USA.
- Chanson, H. (1999). *The Hydraulics of Open Channel Flows: An Introduction. 14th Chapter*, Edward Arnold, London, U.K.
- Chanson, H. (2004). *The Hydraulics of Open Channel Flows: An Introduction*, Butterworth-Heinemann, Oxford, U.K.
- Chow, V.T. (1981). *Open-Channel Hydraulics*, Civil Engineering series, McGraw Hill International Editions, Tokyo. Japan.
- Creager, W.P. (1929). *Engineering for Masonry Dams*, John Wiley and Sons, Inc., New York. USA.
- Creager, W.P., Justin, J.D. (1950). *Hydroelectric Handbook*, 24th Edition, John Wiley and Sons, Inc., New York. USA.
- Degoutte, G., et al. (1992). *Guide pour le diagnostic rapide des barrages anciens*. Série Etudes H.A. n°13, 100 p. Cemagref Editions, Antony, France.
- De Marchi, G. (1928). *Ricerche sperimentali sulle dighe tracimanti (Experimental study on overflow dams)*, Annali dei lavori pubblici, Vol. 7, Rome. Italy.
- Dornack, H., Horlacher, B. (2001). *Hydraulic model experiments for the siphon spillway of the Oker dam*, Dresden university of technology, Germany.
- 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.
- Escande, L., (1937). *Barrages*, Editions Hermann et Cie., Paris, France.
- George, R.L. (1978). *Low Froude number-Stilling basin design*, Engineering and research center, Bureau of reclamation, REC-ERC-78-8. Virginia. USA.
- Govinda, R.S. (1962). *Hydraulics*. Asia publishing house. Bangalore, India.
- Grammatky, G., Robinson, K. (1928). *Model siphon spillway*, Hydraulic laboratory of California, Institute of technology, Pasadena, California, USA.

- Grzywienski, A. (1951). *Anti-vacuum profiles for spillways of large dams*, Transactions of the 4th Congress on Large Dams, International Commission on Large Dams of the World Power Conference, 2, 105-124, New Delhi. India.
- Hager, W.H. (1992). *Energy dissipators and hydraulic jump*, Kluwer academic publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Ho, D.K.H., Boyes, K.M., Donohoo, S.M. (2001). *Investigation of spillway behaviour under increased maximum flood by computational fluid dynamics technique*, 14th Australasian Fluid Mechanics Conference Adelaide University, Adelaide, Australia.
- Hydroconsult Bratislava. (1982). *Essais sur modèle réduit hydraulique, document n°3 du barrage fontaine des gazelles – Algérie*, Institut de recherches des eaux à Bratislava, Tchécoslovaquie.
- Kréménetski, N., Shtërenliht, D., Alychev, V., Yakovléva, L. (1984). *Hydraulique*, Traduit du russe par Grigoriev, A., Editions Mir, Moscou. Russia.
- Laboratoire Central d'Hydraulique de France. (1970). *Essais sur modèles hydrauliques -Barrage Sidi Mohamed ben Aouda - Algérie*, 94 Maisons-Alfort, Paris, France.
- Laboratoire Central d'Hydraulique. (1994). *Etude hydraulique sur modèle réduit du Barrage Kissir - Algérie*, Université d'architecture et de génie civil, Sofia, Bulgarie.
- Laboratoires d'Essais de Génie Civil. (1982). *Etude sur modèle hydraulique réduit, rapport définitif, du barrage de Hammam Meskoutine - Algérie*, Institut de génie civil, Université de Liège, Bruxelles, Belgique.
- Lencastre, A. (1999). *Hydraulique générale*, Editions Eyrolles, première édition, Paris.
- Modi, P.N. (2000). *Irrigation water resources and water power engineering*, Standard book house. Delhi, India.
- Navabi, H., (1985). *Hydraulic model studies into the design and operation of low head airregulated siphon spillways*, Ph.D.University of Newcastle in tyne, department of civil engineering, U.K.
- Novak, P., Cabelka, J. (1981). *Models in hydraulic engineering physical principles and design applications*. Pitman, London, U.K.
- Persson, G., Bergander, B. (1988). *Siphon outlet for emergency discharge at Ljusnefors hydro power plant, Sweden*, ICOLD, 16th congress, San Francisco, USA.
- Peterka, A.J. (1978). *Hydraulic design of stilling basins and energy dissipators*, US Bureau of Reclamation, Engineering Monograph n°25, revised edition. USA.

- Ramseyer, G.N. (1923). *Design and test of a model siphon spillway*, Institute of technology, Department of civil engineering, Pasadena, California, USA.
- Rice, C.E., Kadavy, K.C. (1997). Physical model study of the proposed spillway for Cedar Run Site 6, Faiquier Country Virginia. ASCE, Applied Engineering in Agriculture, Volume 13 issue 6.
- Rissler, P. (1998), *Talsperrenpraxis*, Oldenbourg Verlag, Germany.
- Rousselier, M., Blanchet, P. (1951). *Some realizations of siphons*, ICOLD, 4th congress, New Delhi. India.
- Scimemi, E. (1930). *Sulla forma delle vene tracimanti (The form of flow over weirs)*, L'Energia Elettrica, 7(4), 293-305, Milano. Italia.
- Sinniger, R.O., Hager, W.H. (1989). *Constructions hydrauliques – Ecoulements stationnaires*, traité de génie-Civil, EPFL, Editions Presses Polytechniques Romandes, 15, Lausanne, Suisse.
- Smetana, J. (1948). *Etude de la surface d'écoulement des grands barrages*, Revue générale de l'Hydraulique, 14(46) ,185-194, Paris, France.
- Smetana, J. (1949). *Etude de la surface d'écoulement des grands barrages*, Revue générale de l'Hydraulique, 15(49) ,19-32, Paris, France.
- Société d'Etudes Industrielles en Laboratoire. (1974). *Etudes sur modèle hydraulique de l'ouvrage aval de la dérivation provisoire, vidange du futur barrage de sidi Brahim Berkissa sur oued Bouroumi - Algérie*, Paris, France.
- Stucky-Tractionel. (1977). *Essais sur modèle réduit hydraulique, pièce n°7, bu barrage de Mammam Meskoutine – Algérie*, Laboratoire d'essais des constructions du génie civil et d'hydraulique fluviale de l'Université de Liège, Bruxelles, Belgique.
- Tractionel. (1982). *Essai sur modèle réduit hydraulique, rapport partiel n°6 du barrage de Ain Dalia – Algérie*, Laboratoire d'hydrodynamique, d'hydraulique appliquée et de constructions hydrauliques ,Université de Liège, Bruxelles, Belgique.
- 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.
- US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station. (1952). *Corps of Engineers Hydraulic Design Criteria*, prepared for office of the Chief of Engineers, Vicksburg, Mississippi, USA.

- USBR. (1955). *Research Study on Stilling basins, Energy dissipators, and associated appurtenances*, Hydraulic Laboratory Report, Hyd-399, Commissioner's office , Engineering Laboratories, US Department of interior, Bureau of Reclamation Denver, Colorado, USA.
- 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, Istanbul, Turkey.

TABLES DES ILLUSTRATIONS

LISTE DES FIGURES

Fig.1.1. Barrage Gherib. Coupe au droit de la vidange de fond.....	20
Fig.1.2.a. Siphon à prise d'air latérale de Chatel-Montagne (France).....	25
Fig.1.2.b. Siphon à prise d'air indépendante de Chatel-Montagne (France).....	25
Fig.1.3. Section transversale du barrage Oker (Allemagne) avec l'évacuateur en siphon.....	26
Fig.2.1. Nappe libre et profil géométrique du barrage-déversoir type Creager.....	33
Fig.2.2. Représentation graphiques de z/H en fonction de $(x/H - 0,30)$ du profil type Creager.....	35
Fig.2.3. Schéma détaillé du profil standard type WES, à paroi amont verticale.....	36
Fig.2.4. Déversoir standard type WES à paroi amont verticale Représentation adimensionnelle du déversoir selon la relation (2.5) de la nappe supérieure selon les valeurs du tableau 2.4.....	38
Fig.2.5. Représentation graphique de la relation fonctionnelle $f(H_e/H_d, s/H_d, C/C_d) = 0$ et le coefficient de correction du coefficient de débit en fonction de s/H_d et de la pente de la paroi amont, pour le déversoir standard type WES ($C_d = 4,03$).....	40
Fig.2.6. Ecoulement par dessus un barrage-déversoir. Schéma de définition des caractéristiques hydrauliques.....	41
Fig.2.7. Variation des vitesses réelles au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir.....	42
Fig.2.7'. Variation du rapport des vitesses (réelle/théorique) au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente aval en fonction de la côte de la retenue et de la charge sur le déversoir.....	43

Fig.2.8. Schéma de définition à l'établissement de la relation fonctionnelle $f(Z, H, h_1) = 0$	45
Fig.2.9. Variation de ψ en fonction de ϕ , selon la relation théorique (2.16).....	48
Fig.2.10. Représentation graphique en unité métrique du diagramme de l'USBR selon les valeurs du tableau 2.6.....	52
Fig.2.11. Représentation graphique de ψ_p en fonction de ϕ_p , selon les données de l'USBR.....	54
Fig.2.12. Représentation graphiques de ψ en fonction de ϕ (●) : Valeurs pratiques (o) : Valeurs théoriques.....	57
Fig.2.13. Variation de ψ_p en fonction de ψ_t (-----) : Première bissectrice.....	58
Fig.3.1.a. Siphon de profile Creager débouchant en l'air	71
Fig.3.1.b. Siphon de profile Creager à sortie noyée.....	71
Fig.3.2. Rayons de la crête et du toit du siphon.....	73
Fig.3.3.1. Siphon à quatre ouvertures ($b \times a$) = (4,3×4,3 cm), séparées de $t = 4,30\text{mm}$, $b/a = 1$	77
Fig.3.3.2. Siphon à trois ouvertures ($b \times a$) = (5,73×4,3 cm), séparées de $t = 6,50\text{mm}$, $b/a = 1,33$	77
Fig.3.3.3. Siphon à deux ouvertures ($b \times a$) = (8,6×4,3 cm), séparées de $t = 13\text{mm}$, $b/a = 2$	77
Fig.3.3.4. Siphon à une ouverture ($b \times a$) = (17,2×4,3 cm), $b/a = 4$	77
Fig.3.4. Entrée et crête du siphon, profil Creager choisi ; $a = 4,3\text{ cm}$; $R_1 = 3,45\text{ cm}$; $R_2 = 7,75\text{ cm}$	78
Fig.3.5. Variation de μ en fonction de (b/a).....	93
Fig.3.6. Représentation graphique des débits Q_s en fonction de la charge H pour tous les Modèles testés section totale $A = 73,96\text{ cm}^2$	95
Fig.3.7. Représentation graphique de H/a en fonction du nombre de Froude.....	98

LISTE DES PHOTOGRAPHIES

Photo.1.1. Barrage Bou-Hanifia	
Déversoir de superficie à seuil mobile.....	21
Photo.1.2. Siphon d'essai, vraie grandeur du Barrage Fergoug (Algérie).....	24
Photo.3.1. Station d'expérimentation.....	76
Photo.3.2. Siphon de profil Creager	76
Photo.3.3. Entrée du siphon et orifices d'aération (Exemple : Quatrième modèle).....	78
Photo.3.4. Conditions d'entrée du siphon (Exemple : Quatrième modèle).....	79
Photo.3.5. Conditions de sortie du siphon (Exemple : Quatrième modèle).....	79
Photo.3.6. Bassin d'amortissement.....	80
Photo.3.7. Réservoir surélevé gradué (Retenue).....	80
Photo.3.8. Plaque perforée d'atténuation de la turbulence incidente.....	81
Photo.3.9. Bassin convergent pour l'amorçage du siphon.....	81
Photo.3.10. Vanne et robinet vanne de régulation des débits.....	82
Photo.3.11. Débitmètre à ultra son type (1010WP Ultrasonic).....	82

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1. Coordonnées du profil du barrage-déversoir type Creager et de la nappe déversante.....	32
Tableau 2.2. Caractéristiques hydrauliques de l'écoulement au-dessus un barrage-déversoir de type Creager pour des charges H inférieures à 1 m.....	34
Tableau 2.3. Valeurs des paramètres K et n de l'équation (2.4).....	36
Tableau 2.4. Coordonnées de la surface supérieure de la nappe liquide franchissant un déversoir standard type WES, à paroi amont verticale.....	37
Tableau 2.5. Valeurs pratiques des paramètres hydrauliques d'un écoulement franchissant un barrage-déversoir à forte pente. Données de l'USBR transformées en unité métrique.....	52
Tableau 2.6. Valeurs pratiques des paramètres adimensionnels ϕ et ψ , et valeurs théoriques du paramètre ψ calculées selon les équations (2.19) et (2.20).....	55
Tableau 2.6 (suite). Valeurs pratiques des paramètres adimensionnels ϕ et ψ , et valeurs théoriques du paramètre ψ calculées selon les équations (2.19) et (2.20).....	56
Tableau 2.7. Valeurs pratiques du paramètre ϕ ainsi que les valeurs pratiques du paramètre ψ issues des relations (2.22) et (2.23) et valeurs déduites de la profondeur h_1	60
Tableau 2.7 (suite). Valeurs pratiques du paramètre ϕ ainsi que les valeurs pratiques du paramètre ψ issues des relations (2.22) et (2.23) et valeurs déduites de la profondeur h_1	61
Tableau 3.1.a. Mesures expérimentales : Premier modèle à quatre ouvertures.....	84
Tableau 3.1.b. Mesures expérimentales : Premier modèle à trois ouvertures.....	85

Tableau 3.1.c. Mesures expérimentales : Premier modèle à deux ouvertures.....	86
Tableau 3.2.a. Mesures expérimentales : Deuxième modèle à trois ouvertures.....	87
Tableau 3.2.b. Mesures expérimentales : Deuxième modèle à deux ouvertures.....	88
Tableau 3.2.c. Mesures expérimentales : Deuxième modèle à une ouverture.....	89
Tableau 3.3.a. Mesures expérimentales : Troisième modèle à deux ouvertures.....	90
Tableau 3.3.b. Mesures expérimentales : Troisième modèle à une ouverture.....	91
Tableau 3.4. Mesures expérimentales : Quatrième modèle à une ouverture.....	92
Tableau 3.5. Valeurs du coefficient de débit pour chaque modèle testé.....	94
Tableau 3.6. Valeurs de $Q_{s\text{amorçage}}$ pour chaque modèle.....	94
Tableau 3.7. Valeurs des pertes de charge dans le quatrième modèle.....	96
Tableau 3.8. Vérification de la non cavitation.....	97

TABLE DES MATIÈRES

الإهداء

AVANT PROPOS

RÉSUMÉS

Introduction générale.....7

PREMIÈRE PARTIE : État des connaissances sur les ouvrages d'évacuation

Introduction.....11

CHAPITRE I : État des connaissances sur le dimensionnement d'ouvrages courts

I.1. Introduction..... 12

I.2. Notion d'ouvrages courts.....12

I.3. Introduction aux essais sur modèles réduits.....12

I.4. Lois de similitude.....13

I.4.1. Similitude géométrique.....13

I.4.2. Similitude cinématique..... 13

I.4.3. Similitude dynamique.....14

I.4.3.1. Similitude de Reech-Froude.....14

I.4.3.2. Similitude de Reynolds.....15

I.4.4. Les limites d'applicabilité des relations de similitude.....16

I.4.4.1 Validité de la similitude de Reech-Froude au seuil de Reynolds..... 16

I.5. Etapes de conception des modèles réduits..... 17

CHAPITRE II : Les ouvrages d'évacuation à travers la bibliographie

II.1. Introduction.....19

II.2. Les vidanges.....19

II.3. Les ouvrages d'évacuation de superficie..... 20

II.3.1. Déversoir de superficie à seuil mobile.....21

II.3.2. Déversoir de superficie à seuil fixe.....22

II.3.2.1. Déversoir de superficie à seuil fixe type Siphon - En Algérie.....22

II.3.2.2. Déversoir de superficie à seuil fixe type Siphon- Autres réalisations24

II.3.2.2.a. Les siphons de Chatel-Montagne – France.....24

II.3.2.2.b. L'évacuateur en siphon du barrage Oker – Allemagne.....26

Conclusion à la première partie.....27

DEUXIÈME PARTIE : Contribution à l'étude théorique des ouvrages d'évacuation

Introduction	29
CHAPITRE I : Étude descriptive des ouvrages d'évacuation	
I.1. Etat des connaissances sur les écoulements par dessus les barrages-déversoirs.....	32
I.1.1. Profil type Creager.....	32
I.1.2. Profil standard type WES.....	35
I.1.2.1. Débit de l'écoulement par dessus le barrage-déversoir de type WES.....	38
I.2. Ecoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente.....	41
CHAPITRE II : Ouvrages d'évacuation : développement théorique	
II. Contribution au calcul de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente	44
II.1. Objectif de l'étude.....	44
II.2. Calcul théorique de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente	45
II.3. Transformation adimensionnelle du diagramme de l'USBR.....	51
II.4. Relation généralisée au calcul de la profondeur d'un écoulement au pied aval d'un barrage-déversoir à forte pente.....	57
II.5. Application pratique.....	62
Conclusion à la deuxième partie	64

TROISIÈME PARTIE : Contribution à l'étude expérimentale des ouvrages d'évacuation

Introduction	67
CHAPITRE I : Identification des paramètres d'influence	
I.1. Définition et considérations générales.....	69
I.2. Identification des paramètres d'influence d'un évacuateur en siphon.....	70
I.2.1. Relation du débit évacué.....	70
I.2.3. Relation de perte de charge.....	72
I.2.4. Contrôle de la cavitation par la théorie du vortex.....	72
CHAPITRE II : Protocole expérimental et déroulement des essais	
II.1. Protocole expérimental.....	75
II.2. Déroulement des essais.....	83

CHAPITRE III : Résultats et discussion

III.1. Coefficients de débit des siphons testés	93
III.2. Points d’amorçage complet des siphons testés.....	94
III.3. Expression de la perte de charge dans tous les modèles de siphons testés.....	95
III.4. Contrôle de la cavitation par la théorie du vortex.....	97
III.5. Capacité d’évacuation du siphon et le nombre de Froude.....	98
III.6. Indications sur la modélisation hydraulique – exemple : quatrième modèle.....	99
Conclusion à la troisième partie.....	101
Conclusion générale.....	102
Notations.....	105
Références bibliographiques.....	108
Table des illustrations.....	113
Liste des figures.....	113
Liste des photographies.....	115
Liste des tableaux.....	116
Table des matières.....	118