

Higher National School of Hydraulic

The Library

Digital Repository of ENSH



المدرسة الوطنية العليا للري

المكتبة

المستودع الرقمي للمدرسة العليا للري



The title (العنوان):

Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir sous un sol de fondation meuble.

The paper document Shelf mark (الشفرة) : P 627.8 MIH

APA Citation ( APA توثيق ):

Mihoubi, Mustapha Kamel. (2012). Guide de dimensionnement d'un barrage déversoir sous un sol de fondation meuble [polycopie pédagogique]. ENSH.

The digital repository of the Higher National School for Hydraulics "Digital Repository of ENSH" is a platform for valuing the scientific production of the school's teachers and researchers.

Digital Repository of ENSH aims to limit scientific production, whether published or unpublished (theses, pedagogical publications, periodical articles, books...) and broadcasting it online.

Digital Repository of ENSH is built on the open DSpace software platform and is managed by the Library of the National Higher School for Hydraulics. <http://dspace.ensh.dz/jspui/>

المستودع الرقمي للمدرسة الوطنية العليا للري هو منصة خاصة بتقييم لإنتاج العلمي لأساتذة وباحثي المدرسة.

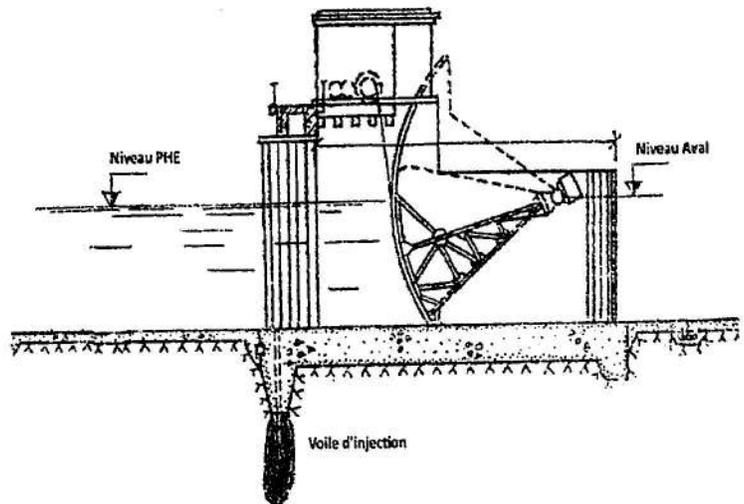
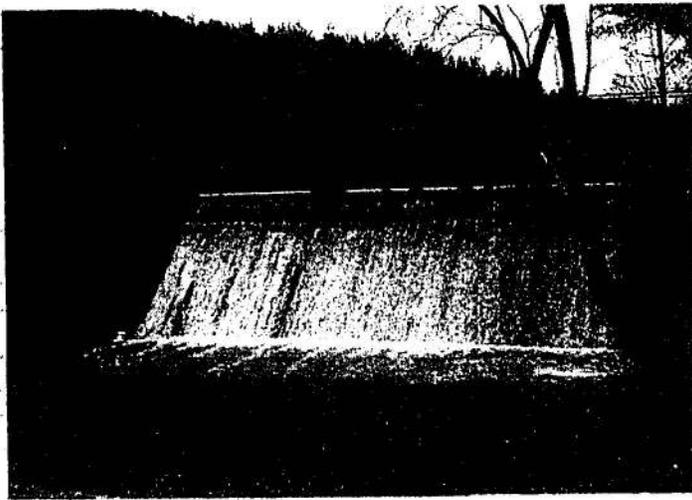
يهدف المستودع الرقمي للمدرسة إلى حصر الإنتاج العلمي سواء كان منشورا أو غير منشور (طروحات، مطبوعات، مقالات، دوريات، كتب...) بثه على الخط.

المستودع الرقمي للمدرسة مبني على المنصة المفتوحة DSpace و يتم إدارته من طرف مديرية المكتبة للمدرسة العليا .

كل الحقوق محفوظة للمدرسة الوطنية العليا للري.

**MANUEL I**

**GUIDE DE DIMENSIONNEMENT  
D'UN BARRAGE DEVERSOIR SOUS  
UN SOL DE FONDATION MEUBLE**



**Mustapha Kamel MIHOUBI**

Maître de conférences

# SOMMAIRE

	page
Avant propos	I
Introduction.....	1
<b>Partie I : Eléments de conception du déversoir.....</b>	<b>2</b>
I-1 Ecoulement souterrain à travers un sol de fondation perméable.....	4
I-2 Dimensionnement des principaux éléments du barrage déversoir.....	8
I.3- Détermination de la largeur déversante.....	8
I.4- Détermination du nombre de pertuis.....	9
I.5- Détermination de la charge déversante.....	15
I.6- Profil du déversoir Creager.....	15
I.7- Rayon de la doucine.....	17
<b>Partie II : Ouvrages de dissipation et raccordement du bief aval</b>	
Introduction.....	18
II.-Ouvrages de raccordements du bief aval.....	18
II.2-Hauteurs conjuguées du ressaut .....	19
II.3.Longueur du ressaut hydraulique .....	21
II.4.Calcul du bassin de dissipation.....	21
<b>Partie III : Calcul de Stabilité du Barrage déversoir</b>	
III.1 .Principes de calculs des barrages poids .....	34
III.2. Etude des Différentes sollicitations .....	34
III.3- Stabilité au renversement .....	36
III.4- Stabilité au soulèvement .....	36
III.5. Stabilité au glissement .....	37
III.6 Détermination des différentes sollicitations .....	37
III.7 Calcul de stabilité du radier du bassin d'amortissement.....	38
III.8 Condition de non traction du parement amont.....	39
III.9 Calcul de résistance du barrage.....	39
III.10 Conditions de calcul de stabilité et de résistance.....	40
Références bibliographiques.....	41
Annexes.....	42

## ***Avant-propos***

*Ce présent manuel constitue une contribution qui vient s'ajouter au fond documentaire de la bibliothèque de l'école. Un support qui comprend des notions substantielles relatives au dimensionnement d'un barrage déversoir sur une fondation non rocheuses.*

*Il permet aux étudiants et ingénieurs des bureaux d'études de suivre la méthodologie d'étude et la démarche adéquate de dimensionnement d'un barrage déversoir, servant pour la régulation ou la dérivation des eaux. Par cette nouvelle édition, l'objectif assigné est d'apporter les enseignements de calculs hydrauliques, un volet capital à la compréhension des phénomènes qui se produisent dans la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques. Sans omettre, le calcul de stabilité et de résistance afin de garantir une sécurité à l'ouvrage.*

*Nous avons jugé utile de mettre de consolider les informations accompagnées d'illustrations graphiques et d'exercices d'application afin de permettre aux utilisateurs une assimilation rapide et une meilleure pratique des concepts de dimensionnement d'un barrage déversoir.*

***L'auteur***

**PARTIE I**

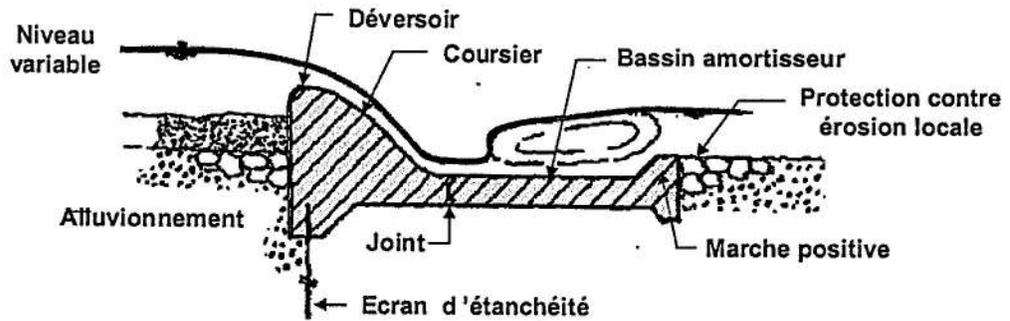
**ELEMENTS DE CONCEPTION DU DEVERSOIR**

**Introduction**

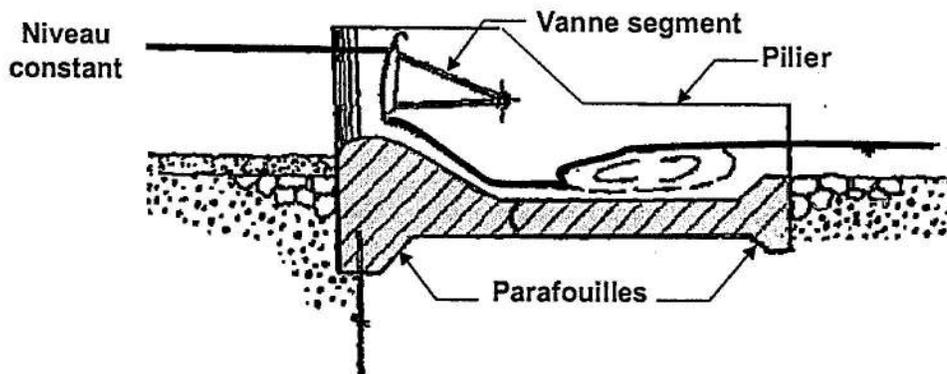
Les barrages sont d'une importance capitale et de rôle primordial dans le développement économique d'un pays. Ce sont des ouvrages hydrotechniques qui peuvent causer des dégâts matériels considérables en cas de rupture. C'est l'une des raisons qui incitent les ingénieurs concepteurs d'épargner toutes les possibilités d'erreurs de dimensionnement ou imperfections de dysfonctionnement commises lors de l'étude, l'exécution des travaux de réalisation et exploitation de tels ouvrages.

Les barrages déversoirs peuvent être projetés de manière perpendiculaire, ou latérale par rapport à l'axe de la rivière. Le seuil de déversement peut être libre ou vanné (figure I.1).

Le barrage déversoir a pour rôle de contrôler ou dériver l'écoulement en définissant une relation entre les niveaux des biefs amont et aval ainsi que le débit découlement.



a)- Barrage fixe : ouvrage à seuil libre



b)- Barrage Mobile : ouvrage à seuil muni de vannes

Figure I.1 : Différents types de barrages déversoirs

## I-1 ECOULEMENT SOUTERRAIN A TRAVERS UN SOL DE FONDATION PERMEABLE

L'écoulement souterrain dans un milieu perméable (fondation perméable), la charge hydraulique issue du théorème de Bernoulli se réduit à l'expression suivant :

$$h = \frac{P}{\gamma_w} + z \quad (1)$$

$h$  : charge hydraulique (m)

$v$  : vitesse d'écoulement (m/s)

$P$  : pression du fluide (kgf/m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau (kgf/m<sup>3</sup>)

$z$  : cote de la particule fluide par rapport au plan de référence.

$P/\gamma_w$  est appelé charge piézométrique, c'est la hauteur d'eau, dans tube piézométrique au dessus de la particule considérée.

L'écoulement souterrain dans le milieu poreux est en permanent laminaire exprimé par la relation de Darcy (1856) :

$$\vec{V} = -K \overline{\text{grad}h} \quad (2)$$

Dans le cas d'un écoulement vertical ascendant, le sol se trouve en partie porté par l'eau. La contrainte effective a tendance à s'annuler, c'est-à-dire que le gradient critique au soulèvement peut s'écrire sous la forme [1] :

$$I_{cr} = \frac{\gamma'}{\gamma_w} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w} (1-n) \quad (3)$$

avec ;

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = (1-n) (\gamma_s - \gamma_w)$$

$\gamma'$  : poids volumique déjaugé

$n$  : porosité du sol.

$\gamma_s$  : poids volumique des particules solides (égal 2,65 tf/m<sup>3</sup>).

En ce qui concerne l'écoulement horizontal fréquemment rencontré dans les barrages à retenue d'eau sous une fondation non rocheuse. Dans le cas d'un sol de fondation isotrope, c'est-à-dire que la perméabilité est indépendante de la direction, d'un point (A) à point (B) on peut s'écrire :

$$K_H^A = K_V^A = K_H^B = K_V^B = \dots = K_\alpha^A = K_\alpha^B \quad (4)$$

Bligh (1910) [2] a défini une longueur théorique déployée d'un contour pour laquelle il n'y ait pas d'affouillement à condition que :

$$L_r = (l_{0-1} + l_{1-2} + l_{2-3} + \dots + l_{(n-1)-(n)}) \geq L_{th} = C.H = H_1 - H_2 \quad (5)$$

C : Coefficient de Bligh dépend de la nature du sol de fondation. Voici les valeurs proposé par Bligh :

Tableau n°1 : Valeurs du coefficient de Bligh C en fonction du type de sol [2] .

Type de sol	C	Type de sol	C
Sols limoneux	8,0	Sols graveleux	3,5
Sables fins	6,0	Tourbe décomposé	8,0
Sables moyens	5,0	Tourbe nature	5
Sables grossiers	4,0	Sols loessiques	4,0 - 3,5
Galets	3,0	Sables argileux, limon argileux	3,5 - 3,0

$L_{th}$  : longueur théorique de Bligh,

$L_r$  : longueur réelle du contour déployée formé des différents tronçons (figure 2).

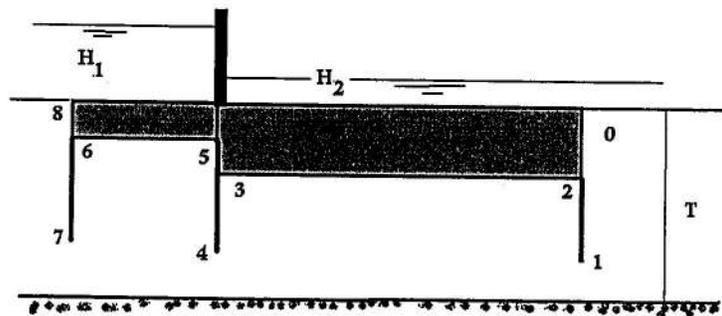


Figure I.2 : Principe de déploiement du contour linéaire suivant la théorie de Bligh (1910).

Dans le cas d'un sol de fondation anisotrope, c'est-à-dire que la perméabilité est dépendante de la direction, d'un point (A) à point (B) et les composantes sont égales pour une direction donnée :

$$\begin{cases} K_H^A \neq K_v^A \neq K_\alpha^A \\ K_H^B \neq K_v^B \neq K_\alpha^B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} K_H^A = K_H^B \\ K_v^A = K_v^B \\ K_\alpha^A = K_\alpha^B \end{cases} \quad (6)$$

Lane (1935) [3] estime qu'il ne faut pas accorder la même importance aux cheminements horizontaux  $L_H$  et verticaux  $L_v$  d'un écoulement souterrain. Dans ce cas, on utilise la notion de longueur pondérée définie par :

$$L^* = \sum L_v + \frac{1}{3} \sum L_h \geq C'H \quad (7)$$

**Tableau n°2 : Valeurs du coefficient de Lane C' en fonction du type de sol [ 3 ]**

Type de sol	C'	Type de sol	C'
Sables très fins et silt	8,5	Argile molle	3
Sables fin	7,5	Argile dure	1,8
Sable gros	5,0	Argile très dur	1,6
Sable et gravier	3-3,5		

## I-2 DIMENSIONNEMENT DES PRINCIPAUX ELEMENTS DU BARRAGE DEVERSOIR

### I.2.1 Dimensionnement du radier général

La détermination des éléments du radier générale est basée sur l'application des méthodes analytiques de calcul des infiltrations à travers une fondation non rocheuses. A ce titre on peut déterminer les paramètres d'infiltration par la méthode combinée de Bilgh-Chugaev (1971).

Chugaev (1971) [4], suppose que l'écoulement souterrain à un écoulement dans une conduite en charge. Dans ce cas, il est question de tenir compte que des pertes de charges linéaires et singulières le long du cheminement souterrain de l'eau. Les pertes de charges sont déterminées par les coefficients de résistances du sol. Aussi, il est primordial alors de distinguer les problèmes d'infiltration suivants :

- Etablissement de la ligne piézométrique pour les éléments horizontaux et la détermination du gradient de contrôle piézométrique  $I_c$ , selon la position substratum  $T'_c$
- Détermination du gradient maximal piézométrique de sortie  $I_s^{max}$  à la surface aval, selon la position substratum  $T''_c$
- Détermination du débit d'infiltration, selon la position substratum  $T'''_c$

Pour cela, le calcul du rapport des projections horizontales et verticales, détermine la profondeur active  $T'_{ac}$  du contour souterrain, selon les valeurs préconisées par Chugaev (tableau n° 3) :

**Tableau n°3 : Valeurs de profondeurs actives préconisé par Chugaev [4].**

$L_o/S_o$	>5	< (5-3,4)	< (3,4-1)	< (1-0)
$T'_{ac}$	$0,5l_o$	$2,5 S_o$	$0,8 S_o + 0,5 l_o$	$S_o + 0,3 l_o$

En utilisant les conditions suivantes ci-après on détermine la profondeur de calcul :

$$I: \begin{cases} T'_{ac} \geq T_r \Rightarrow T'_c = T_r \\ T'_{ac} < T_r \Rightarrow T'_c = T'_{ac} \end{cases} \quad (8)$$

La perte de charge est exprimée par :

$$h_i = \left( \frac{H}{\sum \xi_i} \right) \cdot \xi_{vip} \quad (9)$$

Le gradient de contrôle qui doit être inférieur au gradient admissible  $I_{adm}$ .

$$I_{cont} = \frac{H}{\sum \xi_i T'_c} \leq I_{adm} \quad (10)$$

Le gradient de contrôle, exprimant la résistance générale des fondations à l'infiltration doit être inférieur au gradient admissible qui dépend de la nature du sol de fondation et de la classe de l'ouvrage hydraulique (Tableau n°4).

**Tableau n°4 : Valeurs de gradient admissible selon Chugaev [ 4]**

Type de Sol	Gradient admissible
	$I_{adm}$
Argile dense	0,40-0,52
Sable gros, gravier	0,25-0,33
Silt argileux	0,20-0,26
Sable moyen	0,15-0,20
Sable fin	0,12-0,16

La méthode du contour allongé consiste à construire l'épure des sous pressions sur chaque fragment du contour souterrain : entrée, sortie et sur toute la longueur du contour souterrain. L'épure des sous pressions est déterminée, selon la profondeur  $T'_c$  en utilisant la notion de longueur virtuelle égale à (figure 1.3) :

$$L_{vir} = L_r + 2 \cdot 0,44 T'_c \quad (11)$$

$L_{vir}$  : longueur virtuelle

$L_r$  : longueur réelle déployée du contour souterrain.

Les pertes de charge à l'entrée et à la sortie sont déterminées par :

$$h_e = \frac{2 \lambda_e}{\lambda_e + \lambda_s + L_{rd}} \quad (12)$$

$$h_s = \frac{2 \lambda_s}{\lambda_e + \lambda_s + L_{rd}} \quad (13)$$

avec ,

$$\lambda_e = l_{(1-2)} + \lambda_o \quad \text{et} \quad \lambda_s = l_{(6-7)} + \lambda_o \quad (14)$$

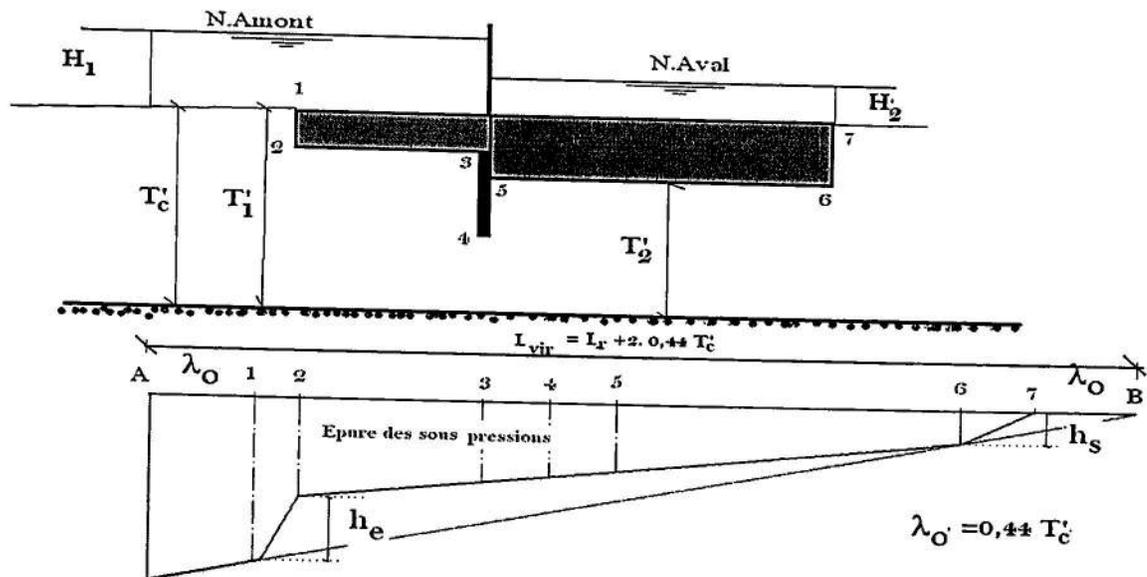


Figure I.3 : Epure des sous pressions par la méthode du contour allongé (combinée).

A titre d'exemple, les dimensions du radier générale et le choix de la variante de l'avant radier sont déterminées en fonction du type de sol de fondation conformément aux schémas explicités ci-dessus. Dans le cas d'un sol de fondation argileux, il est préférable d'assurer une stabilité supplémentaire au barrage contre le glissement par la mise en place d'une parafouille, une sorte de bèche en béton au niveau de l'avant radier (figure I.4).

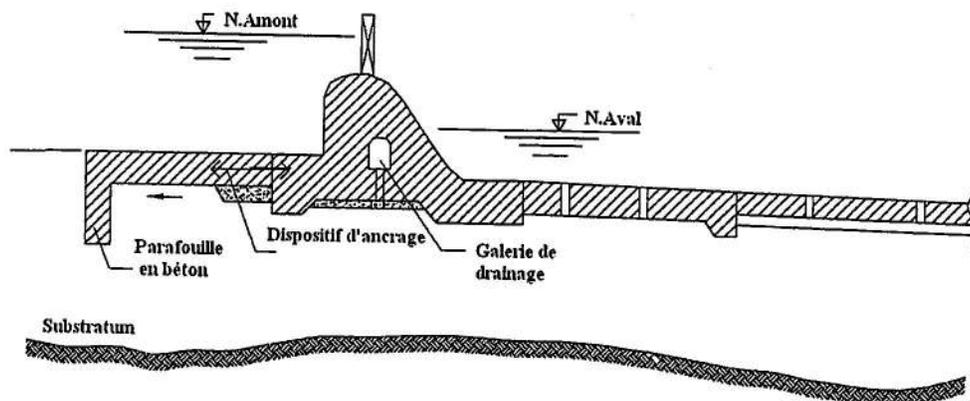
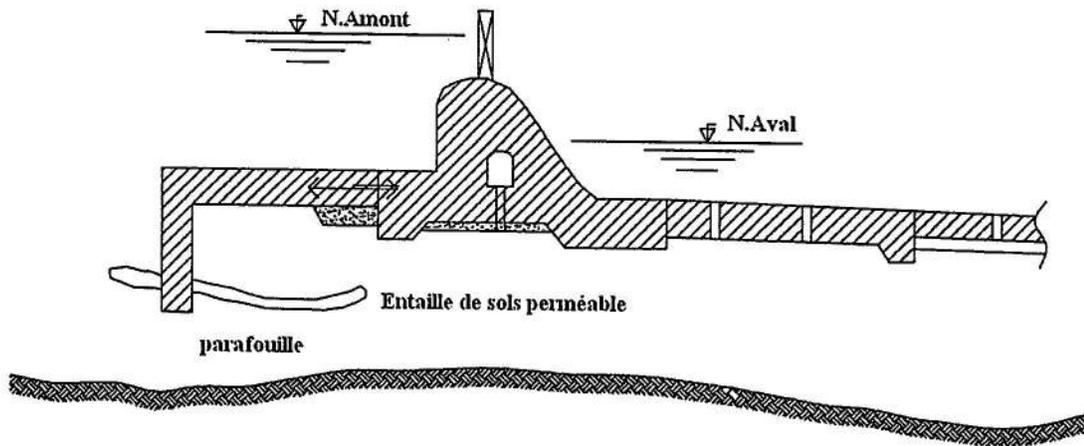


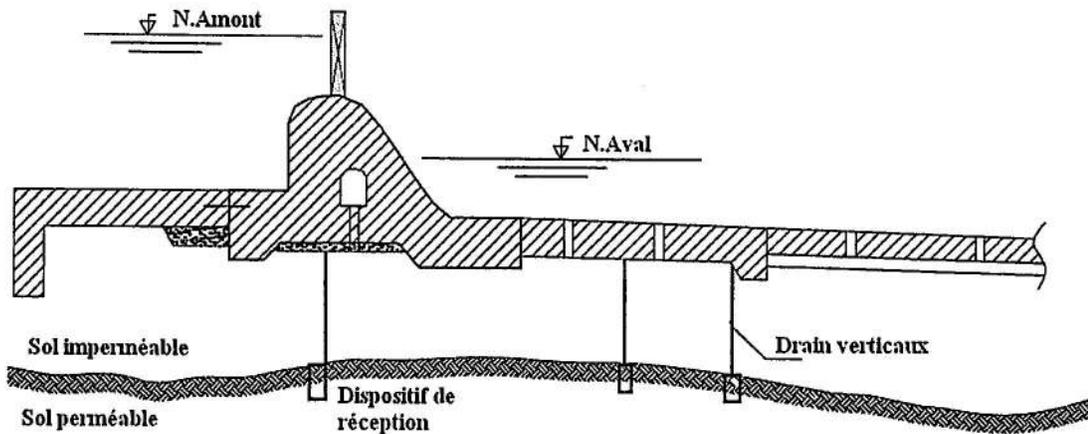
Figure I.4 : Avant radier générale avec une parafouille amont



**Figure I.5 :** Avant radier générale avec une parafouille assurant l'élimination des infiltrations en présence d'entaille de sols perméables

Une parafouille sous l'entaille de sols perméable (figure I.5), permet d'assurer plus d'étanchéité et d'éliminer les sous pressions sous le radier général.

Dans le cas d'une assise d'ouvrage reposant sur des sols perméables non profonds (figure I.6, il est souhaitable de prévoir des dispositifs de drain verticaux sur le radier général afin d'éviter l'infiltration dans les sols imperméables.



**Figure I.6 :** Avant radier générale avec système de drains verticaux

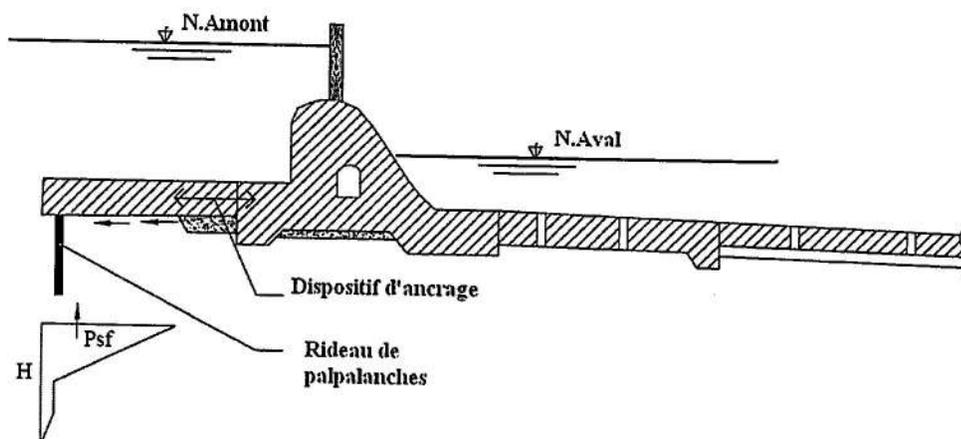


Figure I.7 : Avant radier générale avec un système de drainage

### I.2.2 Choix du débit unitaire

Selon le mode d'exploitation des barrages déversoirs (annexe I), on peut préalablement fixer l'intervalle de valeurs des débits spécifiques entre 10 à 30 m<sup>3</sup>/s. ml, mais en fonction de la nature du sol de fondation.

- Sol argileux :  $q = (15-30) \text{ m}^3/\text{s. ml}$  (15)
- Sol sableux :  $q = (10-20) \text{ m}^3/\text{s. ml}$  (16)

Pour des valeurs de débits de projet importantes, ces valeurs peuvent être largement dépassées et atteindre un débit allant de 50 à 60 m<sup>2</sup>/s pour un sol argileux et de 30 à 40 pour un sol sableux.

### I.3- DETERMINATION DE LA LARGEUR DEVERSANTE

Après avoir fixé la valeur du débit spécifique, on détermine préalablement la largeur du déversoir.

$$B = \frac{Q_{\max}}{q'} \quad (17)$$

$Q_{\max}$  : débit maximal de projet (m<sup>3</sup>/s).

### I.4- DETERMINATION DU NOMBRE DE PERTUIS

On détermine le nombre "n" des pertuis et la largeur "b<sub>p</sub>" de chaque pertuis suivant les dimensions standardisées des vannes.

Tableau N° 5: Dimensions standards des vannes pertuis

b <sub>p</sub> (m)	8	10	12	16	18	20	24
e (m)	0.08	0.10	0.10	0.15	0.18	0.2	0.25

$$n = \frac{B}{b_p} \quad (18)$$

Après avoir déterminé le nombre de pertuis du barrage déversoir, il est nécessaire de corriger respectivement la valeur de la largeur de déversement et du débit unitaire. Par la suite, il y a lieu de choisir le type de décomposition adéquate du système de piles du barrage suivant les caractéristiques du sol de fondation (figure°1.8).

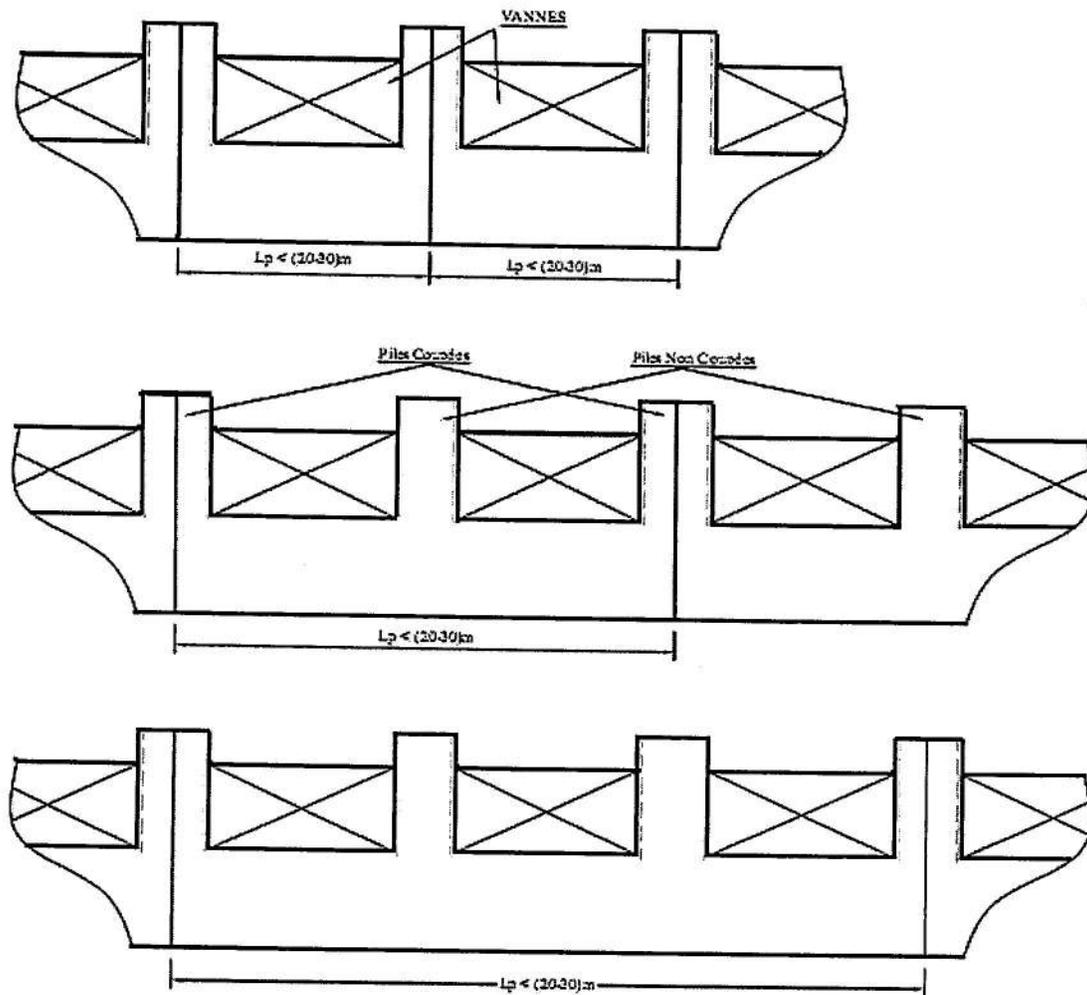


Figure 1.8 : Principales décompositions de piles d'un barrage déversoirs

### 1.5- DETERMINATION DE LA CHARGE DEVERSANTE

Le débit d'un écoulement dénoyé à surface libre par-dessus un déversoir à seuil libre et normal, ayant un profil de type Creager est exprimé par :

$$Q = m.b.\sqrt{2g}H_0^{3/2} \quad (19)$$

Dans le cas d'un seuil vanné de largeur de pertuis  $b_p$ , la nappe subit une contraction latérale ce qui entraîne une diminution la largeur efficace du front de déversement et du débit.

L'équation (5) donnant le débit au niveau du déversoir est exprimé par :

$$Q = m \cdot \varepsilon \cdot \sigma_n \cdot n \cdot b_p \cdot \sqrt{2gH_0}^{3/2} \quad (20)$$

où :

$b_p$  : largeur du pertuis ;

$\varepsilon$  : coefficient de contraction latérale ;

$\sigma_n$  : coefficient de submersion

Dans un premier temps on choisit à défaut les valeurs  $m = 0,49$  ;  $\sigma_n = \varepsilon = 1$  et détermine la charge de déversement. Par la suite, on procède à une correction des coefficients précités pour déterminer la valeur de la charge au dessus du déversoir avec précision.

Dans le cas d'un seuil muni d'arrête horizontale, on définit le coefficient de débit selon la relation donnée par Berezinski [5], pour les limites d'application :  $0,3 < \frac{s}{H} < 3$  et  $P/H > 0,5$ .

$$m = 0,36 + 0,1 \frac{2,5 - \frac{s}{H}}{1 + 2 \frac{s}{H}} \quad (21)$$

$s$  : largeur de l'arrête sur le seuil du déversoir, approximativement égale au dixième de la largeur d'un pertuis (figure I.9)

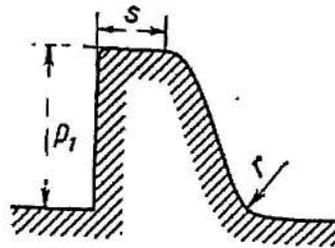


Figure I.9 : Vue en coupe d'un seuil déversoir normal [5].

Dans le cas d'un déversoir à seuil normal présentant une tête à face amont biseautée (figure I.10), à défaut le coefficient de débit est égale  $m = 0,48$ . Si la charge en amont diffère de celle de profil  $H_{pr}$ , le coefficient de débit change.

Le coefficient de débit d'un profil représentatif pour un déversoir dénoyé sans contraction s'écrit sous la forme :

$$m = m_{rep} \cdot \sigma_f \cdot \sigma_H \tag{22}$$

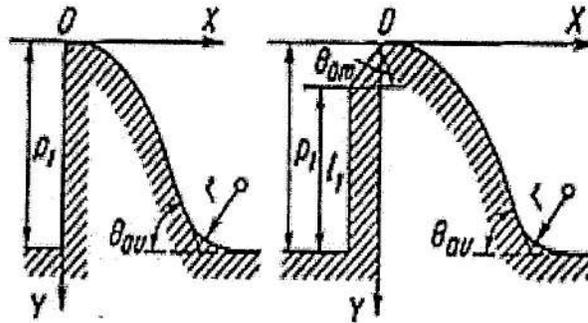


Figure I.10 : Déversoir à seuil normal [5].

a)-seuil à tête arrondie b) seuil à tête amont biseauté

$m_{rep}$ : coefficient représentatif de débit de déversoir construit d'après les coordonnées de Creager-Ofitsérov : pour  $H_o/P \leq 6,5$  et  $H_o > 0,1m$ , donné par l'expression :

$$m_{rep} = 0,50 - 0,012 \frac{H_o}{P_1} \tag{I.23}$$

$\sigma_f$ : coefficient de forme qui tient compte de la forme de tête (tableau n°6)

**Tableau n°6** : Valeurs du coefficient de forme  $\sigma_f$  pour un déversoir dénoyé au profil Creager-Ofitsérov [5].

$\theta_{am}$ (°)	$\theta_{av}$ (°)	$\frac{l_1}{P_1}$				
		0	0,3	0,6	0,9	1,0
15°	15	0,880	0,878	0,855	0,850	0,933
	30	0,910	0,908	0,885	0,880	0,974
	60	0,927	0,925	0,902	0,895	1,00
45°	15	0,915	0,915	0,911	0,919	0,933
	30	0,953	0,950	0,950	0,956	0,974
	60	0,974	0,974	0,970	0,978	1,00
75°	15	0,930	0,930	0,930	0,930	0,933
	30	0,972	0,972	0,972	0,972	0,974
	60	0,998	0,998	0,998	0,998	1,00
90°	15	0,933	—	—	—	0,933
	30	0,974	—	—	—	0,974
	60	1,00	—	—	—	1,00

$\sigma_H$ : coefficient du rendement de la charge qui tient compte de la variation de la charge par rapport à celle de profil  $H_{pr}$  (charge de conception), déterminé d'après le tableau n° 7.

**Tableau n°7 :** Valeurs du coefficient de rendement de charge  $\sigma_H$  pour un déversoir dénoyé au profil Creager-Ofitsérov[5].

$\frac{H}{H_{pr}}$	$\theta_{am}$					
	15°	30°	45°	60°	75°	90°
0,2	0,897	0,886	0,875	0,864	0,852	0,842
0,4	0,934	0,928	0,921	0,914	0,907	0,900
0,6	0,961	0,957	0,953	0,949	0,945	0,940
0,8	0,982	0,980	0,978	0,977	0,975	0,973
1,2	1,016	1,017	1,019	1,020	1,022	1,024
1,4	1,029	1,032	1,036	1,039	1,042	1,045
1,6	1,042	1,048	1,051	1,055	1,060	1,064
1,8	1,054	1,059	1,065	1,071	1,076	1,082
2,0	1,640	1,071	1,078	1,085	1,0892	1,099

Sachant que :

$$H_0 = H + \alpha \frac{v^2}{2g} \quad (I.24)$$

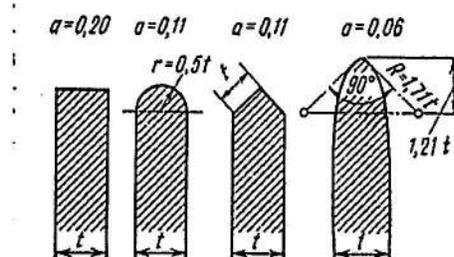
$H$  : charge totale au dessus du déversoir, si on néglige l'énergie cinétique et par une approximation on peut écrire  $H_0 \cong H$ .

$\alpha$  : Coefficient de Coriolis, appelé aussi coefficient de l'énergie cinétique ( $1,05 \leq \alpha \leq 1,10$ ).

L'étranglement de l'écoulement est dû non seulement aux parois latérales mais aussi à la présence des piles dans le déversoir qui divise son front en plusieurs portées (pertuis). Selon Zamarine le coefficient de contraction latérale est exprimé par :

$$\varepsilon = 1 - a \cdot \frac{H_0}{b_p + H_0} \quad (I.25)$$

$a$  : coefficient qui tient compte de la forme des contractions latérales et des piles (voir figure 11)


**Figure I.11 :** Valeurs du coefficient "a" en fonction de la forme de la tête d'une pile

De plus, le déversoir à seuil normal est considéré noyé si les deux conditions sont remplies simultanément (figure I. 12) :

1. Le niveau d'eau dans le bief aval est supérieur à la cote du seuil du déversoir
2. L'écoulement à l'aval du déversoir est fluvial

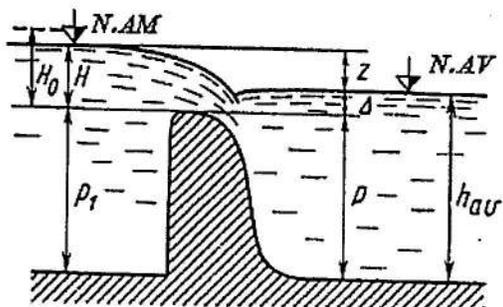


Figure I.12 : Limites d'un seuil déversant noyé

On peut dire que le déversoir est noyé si  $(z/P) < (z/P)_{cr}$ . La valeur du rapport  $(z/P)_{cr}$  est déterminée en fonction du rapport  $(H/P)$  et le coefficient de débit  $m$ . (figure I.13).

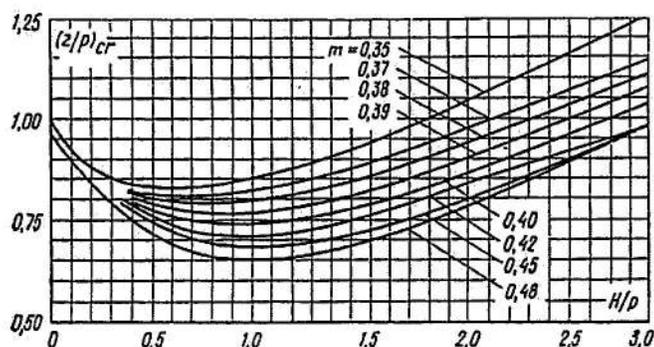


Figure I.13 : Calcul du rapport  $(z/P)$  en fonction de  $(H/P)$

pour différentes valeurs de coefficient de débit, (Kremenetsky et al., 1980)

Les valeurs du coefficient de submersion  $\sigma_n$  sont déterminées à partir de travaux expérimentaux réalisés sur un seuil normal de profil Creager.

Le tableau 8 donne les valeurs de  $\sigma_n$  obtenues à partir de travaux expérimentaux pour un seuil déversant à profil Creager.

**Tableau n°8 :** Valeurs du coefficient de submersion  $\sigma_n$  pour un déversoir à profil Creager-Ofitsérov [5].

$\frac{\Delta}{H_0}$	$\sigma_n$	$\frac{\Delta}{H_0}$	$\sigma_n$
0	1,00	0,75	0,850
0,20	0,996	0,80	0,800
0,30	0,990	0,85	0,700
0,40	0,980	0,90	0,590
0,50	0,970	0,95	0,410
0,60	0,930	1,00	0
0,70	0,890		

Après avoir déterminé les différents coefficients susmentionnés, on calcul la charge au dessus du déversoir (figure I.14) :

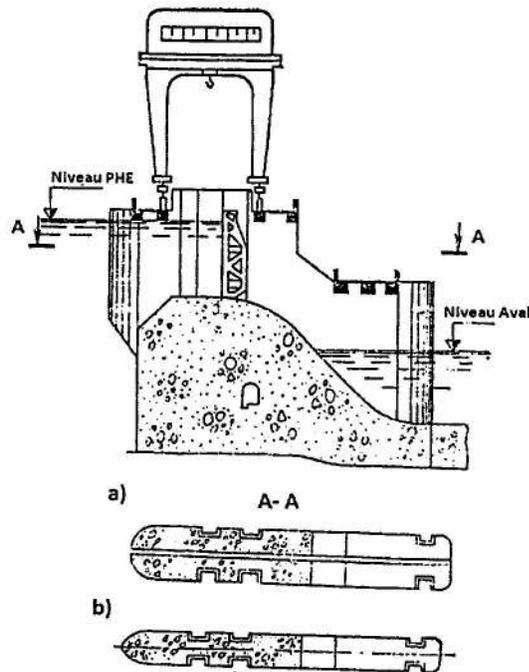
$$H'_{o} = \left( \frac{Q_{\max}}{m \cdot \epsilon \cdot \sigma_n \cdot n \cdot b_p \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \right)^{2/3} \quad (I.26)$$

La vitesse d'approche dans le canal d'amené peut être calculée par la relation suivante :

$$v = \frac{Q_{\max}}{\left( n \cdot b_p + \sum_{i=1}^n t_{pi} \right) \cdot (H + P)} \approx \frac{Q_{\max}}{\left( n \cdot b_p + \sum_{i=1}^n t_{pi} \right) \cdot (H_o' + P)} \quad (I.27)$$

Sachant que la charge potentiel (statique) est égale à :  $H = H_o' - \alpha \frac{v^2}{2 \cdot g}$  ; (on prend  $\alpha=1$ ).

$\sum_{i=1}^n t_{pi}$  : somme des épaisseurs des piles (coupées et non coupées).



**Figure I.14 :** Barrage déversoir avec système de piles [6]:  
a) pile coupée, b) plie non coupée

Le système de piles coupées est préconisé lorsque la largeur de déversement est importante, d'où nécessité de faire travail structure indépendamment en cas de tassement différentiel. Dans ce cas, la pile est composée de deux demi-piles, séparées par un joint de déformation et réconforté par un joint d'étanchéité waterstop.

La hauteur de pelle P est déterminée par la relation :

$$P = \text{cote (NMR)} - H - \text{cote de fond (Cr)} \quad (I.28)$$

d'où :

La hauteur du seuil peut être déduite et égale à :

$$\text{Cote de seuil (Cs)} = \text{cote (NMR)} - H. \quad (I.29)$$

### I.6- PROFIL DU DEVERSOIR CREAGER

Pour éviter l'apparition des phénomènes de dépressions et surpressions, le profil du déversoir doit en générale la forme de la ligne inférieure de la nappe libre lors du déversement.

En effet, Bazin 1886 a effectué les premiers essais sur l'étude du profil de la nappe libre en donnant l'équation de la trajectoire de la forme:

$$\left(\frac{y}{H}\right) = A \cdot \left(\frac{x}{H}\right)^2 + B \cdot \left(\frac{x}{H}\right) + C + D \quad (I.30)$$

Les résultats des travaux de Bazin ont été repris par d'autres travaux de chercheurs : Maître, (1960) Scimemi (1936) ; Creager, Justin, Hinds (1945) [Hydraulics Dam].

$\left(\frac{y}{H}\right) = 0,50 \cdot \left(\frac{x}{H}\right)^{1,85}$	Creager	(I.31)
$\left(\frac{y}{H}\right) = 0,47 \cdot \left(\frac{x}{H}\right)^{1,80}$	Creager- Scimemi	(I.32)
$\left(\frac{y}{H}\right) = 0,461 \cdot \left(\frac{x}{H}\right)^{1,85}$	Smetana	(I.33)
$\left(\frac{y}{H}\right) = 0,556 \cdot \left(\frac{x}{H}\right)^2$	De Marchi	(I.34)

Pour ce type de profil, le coefficient de débit est compris entre  $0,45 < m < 0,50$ . En 1952, le bureau d'études Américain *Water Experiment Station (WES)* de l'*US Army Corps of Engineers*, développa un profil standard à partir des travaux expérimentaux de l'USBR (figure I.15), dont l'équation est donnée par:

$$\frac{Y}{H_d} = \frac{1}{K} \left(\frac{X}{H_d}\right)^n \quad (I.35)$$

Tableau n°9: Profil du déversoir, d'après Creager pour une charge unitaire (H=1m)

x	y					
	Profil à tête arrondie			Profil à tête amont biseauté		
	Profil du déversoir	Profil de la nappe		Profil du déversoir	Profil de la nappe	
	Surface externe	Surface interne		Surface externe	Surface interne	
0,0	0,126	-0,831	0,126	0,043	-0,781	0,043
0,1	0,036	-0,803	0,036	0,010	-0,756	0,010
0,2	0,007	-0,772	0,007	0,000	-0,724	0,000
0,3	0,000	-0,740	0,000	0,005	-0,689	0,005
0,4	0,007	-0,702	0,007	0,023	-0,648	0,023
0,6	0,006	-0,620	0,063	0,090	-0,552	0,090
0,8	0,147	-0,511	0,153	0,189	-0,435	0,193
1,0	0,256	-0,380	0,267	0,321	-0,293	0,333
1,2	0,393	-0,219	0,410	0,480	-0,120	0,500
1,4	0,565	-0,030	0,590	0,665	-0,075	0,700
1,7	0,873	0,305	0,920	0,992	0,438	1,050
2,0	1,235	0,693	1,310	1,377	0,860	1,470
2,5	1,960	1,50	2,100	2,140	1,710	2,34
3,0	2,824	2,50	3,110	3,060	2,76	3,390
3,5	3,818	3,66	4,260	4,080	4,00	4,61
4,0	4,930	5,00	5,610	5,24	5,42	6,04
4,5	6,220	6,45	7,150	6,58	7,07	7,61

x,y : coordonnées horizontales et verticales du profil du déversoir

K, n : paramètres qui dépend de la pente du talus amont (voir tableau n°10).

Tableau n° 15: Valeurs des paramètres de profil n, K suivant le fruit du parement amont.

Fruit amont	K	n
0	2	0,850
3/3	1,852	0,780
3	1,936	0,836
3/2	1,939	0,810

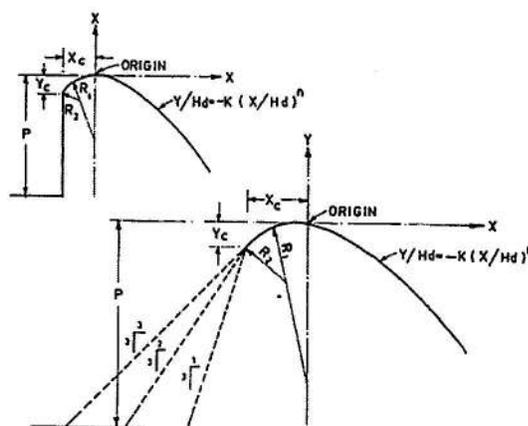


Figure I.15 : Profil type de l'USBR (Khatsuria, 2005) [6]

Hager (1987), a développé une équation à partir du profil WES qui comprend des arcs de cercles à trois rayons qui se termine à l'aval par une équation de profil :

$$Z^* = -X \cdot \ln X^* \quad (X^* > -0,2818) \quad (I.33)$$

où :

$$X^* = 1,3055 (X + 0,2818) \quad (I.34)$$

$$Z^* = 2,7050 (Z + 0,316) \quad (I.35)$$

avec,

$$X = x/H_d ; Z = z/H_d$$

Les coordonnées horizontales et verticales du profil du déversoir. Les coordonnées débutent à partir de la face du parement amont vertical c'est-à-dire à  $(-0,2818; -0,316)$ . Dans ce principe de dimensionnement, on suppose un débit de dimensionnement  $Q^*$  correspondant à une charge de déversement  $H^*$ , si le débit varie au dessus du déversoir, les situations suivantes peuvent se produire :

- si  $H_d < H^*$  c'est-à-dire que la pression  $p \geq p_a$ , dans ce cas la nappe inférieure est plus courbée et sur pression peut se produire sur le dos du déversoir.
- si  $H_d \geq H^*$  c'est-à-dire que la pression  $p < p_a$ , dans ce cas la nappe inférieure est moins courbée et une séparation de l'écoulement sur le dos du déversoir peut se produire avec une sous pression qui se manifeste en engendrant le phénomène de cavitation.

## I.7- RAYON DE LA DOUCINE

La partie inférieure du déversoir est raccordée avec le fond du bief aval (cote du radier du bassin de dissipation) à l'aide d'une courbe de rayon déterminé en fonction de la hauteur de pelle  $P$  et de la charge  $H$ . Si  $P < 10$  m on prend  $r = 0,5 P$ .

Dans le cas contraire, le rayon de raccordement (rayon de la doucine) est donné selon les valeurs du tableau n°11.

**Tableau n° 11 : Valeurs de rayons de la doucine pour une hauteur de pelle  $P \geq 10$ .**

P(m)	H								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	3,0	4,2	5,4	6,5	7,5	8,5	9,6	10,6	11,6
20	4,0	6,0	7,8	8,9	10,0	11,0	12,2	13,3	14,3
30	4,5	7,5	9,7	11,0	12,4	13,5	14,7	15,8	16,8
40	4,7	8,4	11,0	13,0	14,5	15,8	17,0	18,0	19,0
50	4,8	8,8	12,2	14,5	16,5	18,0	19,2	20,3	21,3
60	4,9	8,9	13,0	15,5	18,0	20,0	21,2	22,2	23,2

## PARTIE II

## OUVRAGES DE DISSIPATION ET RACCORDEMENT DU BIEF AVAL

## Introduction

C'est un dispositif destiné à accomplir plusieurs objectifs tels que :

- a) dissiper l'énergie du ressaut hydraulique due au déversement et au changement de régime, en provenance du déversoir
- b) assurer la submersion du ressaut hydraulique
- c) supporter les actions hydrodynamiques au bief aval
- d) améliorer de manière partielle la répartition des vitesses

## II.1-OUVRAGES DE RACCORDEMENTS DU BIEF AVAL

## II.1.Caractéristiques du ressaut hydraulique

Le ressaut hydraulique est dû à un changement de régime d'écoulement, il dépend essentiellement du nombre de Froude et du rendement de dissipation d'énergie d'écoulement, c'est-à-dire de la classe de ressaut : libre, forcé, ou submergé (figure II.1).

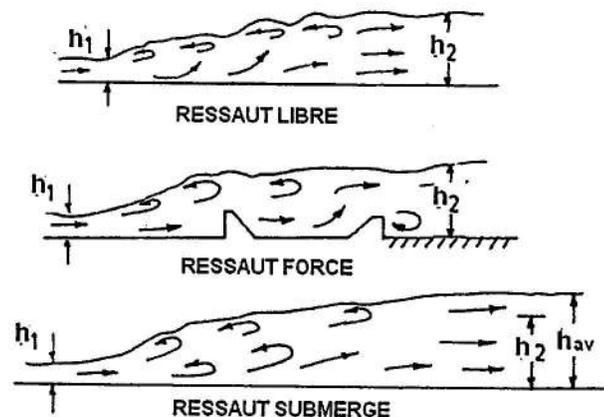


Figure II. 1 : Différents classes du ressaut hydraulique

Il existe quatre catégories de ressaut hydraulique (figure II.2) :

- Ressaut type A : c'est la conséquence d'une jonction entre un canal incliné et horizontale.
- Ressaut type B : il prend naissance en fin d'inclinaison du canal et se termine sur la partie horizontale du canal.
- Ressaut type C : Le ressaut se forme dans la partie inclinée du canal, il se termine au début de la partie horizontale du canal.
- Ressaut type D : Le ressaut se forme entièrement dans la partie inclinée du canal.

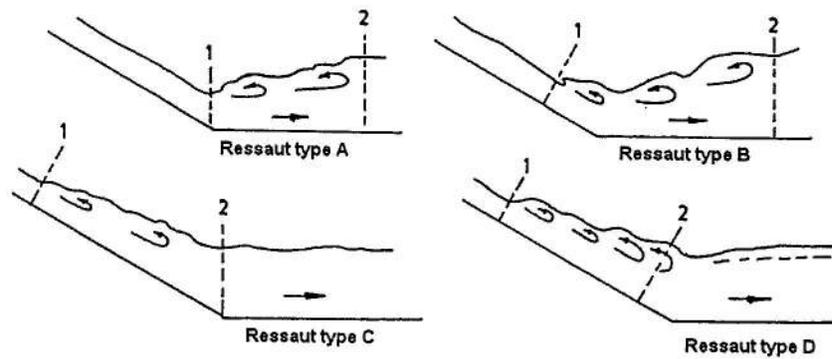


Figure II.2 : Différents type de ressaut hydraulique : 1 début et 2 en fin de ressaut [8]

Le ressaut hydraulique peut être classé selon par le nombre de Froude  $F_1$  amont ainsi, on peut dire que :

- $F_1 < 1,7$  : Pas de ressaut hydraulique
- $1,7 < F_1 < 2,5$  : Près ressaut hydraulique, pas de dissipation d'énergie
- $2,5 < F_1 < 4,5$  : Ressaut de transition, énergie dissipée est de 25 à 50%
- $4,5 < F_1 < 9,0$  : Ressaut stable, énergie dissipée est de 50 à 70%
- $F_1 > 9,0$  : Ressaut effectif, énergie dissipée est supérieure 70%

### II.2. Hauteurs conjuguées du ressaut

Les hauteurs conjuguées  $h_1$  et  $h_2$  sont déterminées par application du théorème d'Euler, c'est-à-dire que la variation de la quantité de mouvement au début et à la fin du ressaut est égale aux forces extérieures. A partir de ce principe, Belanger(1928) [6], exprima l'équation classique de calcul des hauteurs conjuguées dans le cas d'un canal rectangulaire sur plan horizontale par le rapport :

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \cdot F_1^2} - 1 \right] \tag{II.1}$$

$\frac{h_2}{h_1}$  : rapport des hauteurs conjuguées qui ne tient pas compte des forces de frottement.

Chow (1959) a présenté dans son célèbre ouvrage, *Open-Channels Hydraulics* un abaque présentant les relations des hauteurs conjuguées, le taux d'énergie spécifique dissipée et la longueur du ressaut hydraulique dans le cas d'un canal rectangulaire (Annexe III)

Les résultats des travaux expérimentaux de Hager et al.(1989) ont conduit à une relation mettant en corrélation le rapport des hauteurs conjuguées en tenant compte des forces de frottement de la paroi:

$$\left(\frac{h_2}{h_1}\right)_s = Y_o \left[ 1 - 3,25 \left(\frac{h_1}{b}\right) \cdot \exp(F_1 / 7) \cdot \log(R_1)^{-3} \right] \tag{II.2}$$

où :

$$Y_o = \left(\frac{h_2}{h_1}\right)_o \left[ 1 - 0,7(\log R_1)^{-2,5} \cdot \exp(F_1 / 8) \right] \tag{II.3}$$

$\left(\frac{h_2}{h_1}\right)_s$  : rapport des hauteurs conjuguées tenant compte des forces de frottement de la paroi.

$R_1$  : nombre de Reynolds  $R_1 = Q/b.v$

$Q$  : débit d'écoulement ;  $v$  : viscosité cinématique de l'eau.

Dans le cas d'une formation d'un ressaut hydraulique de type B,C et D. les Travaux de Rajaratnam *et al.*, 1974 ont donné une relation exprimant le rapport des hauteurs conjuguées pour un canal sur plan incliné [16]:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8\chi_{Rh} F^2} - 1 \right] \quad (II.4)$$

avec ,

$$\chi_{Rh} = 10.\alpha^{0,027} \quad (II.5)$$

$\chi_{Rh}$  : étant un coefficient de correction qui tient compte de l'inclinaison du lit.

$\alpha$  : angle d'inclinaison du canal

L'énergie dissipée par le ressaut hydraulique est égale :

$$E_p = \frac{(h_2 - h_1)^3}{4.h_1.h_2} \quad (II.6)$$

Le ressaut hydraulique est caractérisé par une turbulence et grande vorticité perpendiculaire au sens d'écoulement engendrant des quantités d'air. La quantité d'air d'entraînement ayant pour expression (Armenio *et al.*, 2000) :

$$\frac{Q_{air}}{Q} = K_1 \frac{(V_1 - V_e)^2}{g.h_1} \quad (II.7)$$

$Q_{air}$  : quantité d'air entraînée

$Q$  : débit d'eau

$K_1$  : constante expérimentale

$V_1$  : vitesse à la section correspondant à la première hauteur conjuguée.

$V_e$  : vitesse début d'entraînement d'air dans le ressaut hydraulique.

La longueur d'aération du ressaut hydraulique est estimée par :

$$\frac{L_a}{h_2} = 3,5\sqrt{F_1 - 1,5} \quad (II.8)$$

### II.3. Longueur du ressaut hydraulique

La détermination de la longueur du ressaut reste à ce jour difficile à déterminer avec une précision. La longueur du ressaut  $L_r$  est la distance entre la première hauteur conjuguée  $h_1$  et la seconde hauteur  $h_2$  indiquant la fin du ressaut. Actuellement, il existe de nombreuses formules empiriques définissant la longueur du ressaut en fonction des hauteurs  $h_1$  et  $h_2$  pour un canal rectangulaire:

$$\text{Pavlovski : } L_r = 2,5 (1,9 h_2 - h_1) \quad (\text{II.9})$$

$$\text{Bakhmeteff : } L_r = 6 (h_2 - h_1) \quad (\text{II.10})$$

Outre, la longueur du  $L_r$  du ressaut, il est intéressant de connaître la longueur aval ressaut  $L_{r,av}$ , permettant une conception rationnelle du bief aval des ouvrages hydrotechniques et permettant une fixation dans la zone de transition, définie par la relation :

$$L_{r,av} = (2,5-3,0) L_r \quad (\text{II.11})$$

### II.4. Calcul du bassin de dissipation

#### II.4.1- Méthode tabulaire d'Agroskine

En se basant sur le principe de l'énergie spécifique de l'écoulement entre bief amont et aval (on considère le plan de référence 1-1) et partir de l'équation de Bernoulli établie entre les sections : O-O et C-C par rapport au de référence 1-1 (figure II.3), on peut écrire :

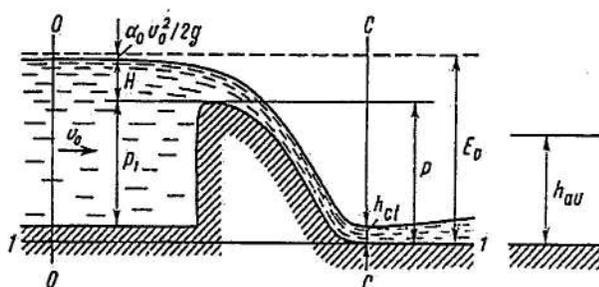


Figure II.3 : Schéma de calcul des profondeurs contractées [5].

La détermination de la hauteur contractée est donnée par :

$$h_{ct} = \frac{q}{\phi \sqrt{2 \cdot g (E_0 - h_{ct})}} \quad (\text{II.12})$$

$q$  : débit spécifique  $q = Q/b$

$b$  : largeur du déversoir

$\phi$  : coefficient de vitesses  $0,80 \leq \phi \leq 1,0$  ; pour un barrage déversoir  $\phi = 0,95$ .

$E_0$  : énergie spécifique de l'écoulement  $E_0 = P + H + \frac{\alpha v_0^2}{2 \cdot g} + d$

$d$  : marge de sécurité (0,5-1) m.

$v_0$  : vitesse d'approche

On remarque que le calcul de l'équation (II.9) est fastidieux, puisque il s'agit de trouver les solutions d'une équation du troisième degré. En conséquent, il est plus commode d'utiliser la méthode tabulaire afin de déterminer les hauteurs contractées (hauteurs conjuguées)  $h'_{ct}$  et  $h''_{ct}$ :

Pour cela, on calcul la fonction auxiliaire définit par :

$$\Phi(\tau_c) = \frac{q}{\phi E_o^{3/2}} \tag{II.13}$$

A l'aide du tableau n°6, on détermine les valeurs  $\tau'_{ct}$  et  $\tau''_{ct}$  pour la valeur calculée de la fonction  $\Phi(\tau_{ct})$  afin de déterminer les valeurs des hauteurs conjuguées (Annexe IV) :

$$h'_{ct} = \tau_{ct} \cdot E_o \tag{II.14}$$

$$h''_{ct} = \tau'_{ct} \cdot E_o \tag{II.15}$$

La seconde profondeur conjuguée doit comparée par rapport au tirant d'eau aval  $h_{av}$  afin de déterminer la nature du ressaut hydraulique.

Si  $h_{av} > h''_{ct}$  : le ressaut est noyé, seul un radier suffit pour dissiper l'énergie induite par le changement de régime hydraulique. La longueur du radier est approximativement égale

$$L_{rb} = (4-6) L_r \tag{II.16}$$

Si  $h_{av} \leq h''_{ct}$  : le ressaut est dénoyé ce qui nécessite de prévoir un ouvrage d'amortissement ou dissipation de l'énergie du ressaut hydraulique.

#### II.4.2- Calcul du bassin de dissipation

Il s'agit de déterminer les paramètres du bassin d'amortissement (figure II.4), c'est-à-dire la profondeur et la longueur. On définit la profondeur de l'eau (ressaut) dans le bassin par la relation :

$$h_{bas} = p_{bas} + h_{av} + \Delta z \tag{II.17}$$

$h_{av}$  : hauteur d'eau au bief aval

$\Delta z$  : différence de niveau à la sortie du bassin.

$p_{bas}$  : profondeur du bassin de dissipation

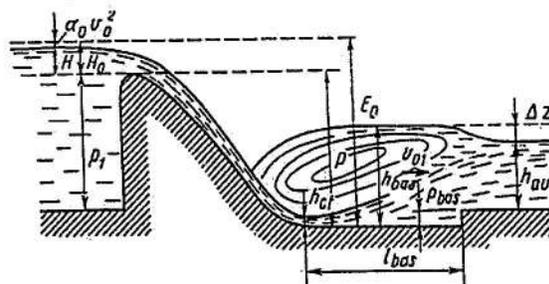


Figure II.4 : Schéma de calcul du bassin de dissipation [5].

La grandeur  $\Delta z$  est définie par :

$$\Delta z = \frac{q^2}{2 \cdot g \cdot \varphi^2 \cdot h_{nv}^2} \quad (\text{II.18})$$

$\varphi$  : Coefficient de vitesse ( $\varphi=0,95$  pour un barrage déversoir).

La profondeur d'eau dans le bassin  $h_{bas} \geq \sigma h_{ct}$ .  $\sigma$  : étant un coefficient de réserve. On adopte une valeur de  $\sigma=1,05$  avec  $\Delta z$  et  $\sigma=1,0$  si  $\Delta z=0$ .

En remplaçant la valeur  $h_{bas}$  dans l'équation (II.14) et on obtient la formule qui permet de déterminer la profondeur du bassin :

$$(p_{bas})_1 = \sigma \cdot h_{ct} - (h_{av} + \Delta z). \quad (\text{II.19})$$

Ensuite on doit calculer l'énergie spécifique :

$$E_o' = E_o^o + (p_{bas})_1 = P + H + \frac{v^2}{2g} + (p_{bas})_1 \quad (\text{II.20})$$

On détermine une nouvelle fois la fonction auxiliaire  $\Phi(\tau_c)$  et procéder ensuite à la vérification de la condition  $\sigma h_{ct} < h_{av}$ .

Dans le cas, où la condition n'est pas vérifiée, c'est à dire  $\sigma h_{ct} \geq h_{av}$ , on continue la même démarche de calcul pour trouver une profondeur du bassin de dissipation adéquate :

$$(p_{bas})_2 = \sigma \cdot h_{ct} - (h_{av} + \Delta z). \quad (\text{II.21})$$

avec

$$E_o'' = E_o' + (p_{bas})_2 \quad (\text{II.22})$$

On continue les calculs jusqu'à la convergence jusqu'à une erreur relative de 3%, c'est-à-dire :

$$\frac{(P_{bas})_{(n-1)} - (P_{bas})_{(n)}}{(P_{bas})_{(n)}} \leq 0,03 \quad (\text{II.23})$$

La longueur du bassin de dissipation est égale :

$$l_{pas} = 3 h_{ct} \quad (\text{II.24})$$

#### II.4.3- Calcul de la paroi d'amortissement

Dans ce cas, il s'agit de procéder à un calcul hydraulique d'une paroi d'amortissement de hauteur  $p_{par}$  et distante de  $l_{par}$  de la première hauteur contractée (conjuguées), comme le montre la figure II.5

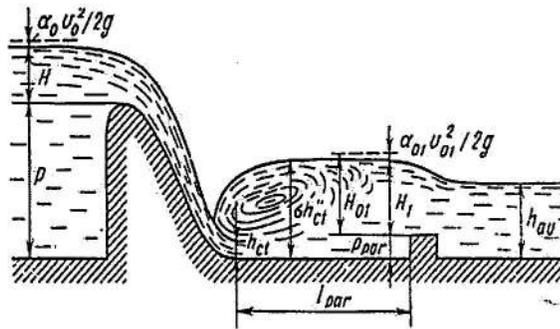


Figure II.5 : Schéma de calcul de la paroi d'amortissement [5].

La hauteur de la paroi est déterminée par la relation :

$$p_{par} = \sigma \cdot h_{ct} - H_1 \quad (II.25)$$

$H_1$  : étant la charge au dessus de la paroi

On suppose qu'à l'aval de la paroi, il existe un écoulement par-dessus un seuil libre ;  $H_1$  peut être déterminé à l'aide de la formule du déversoir dénoyé :

$$H_1 = H_{01} - \alpha \frac{v_{01}^2}{2 \cdot g} \quad (II.26)$$

où :

$$H_{01} = \left( \frac{q}{m \cdot \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (II.27)$$

La distance de la section contractée à la paroi est déterminée par la relation précédente (II.21). Si on constate que l'écoulement par dessus le déversoir est noyé, nous devons alors en tenir compte dans le calcul de  $H_{01}$

$$H_{01} = \left( \frac{q}{m \sigma_n \sqrt{2g}} \right)^{2/3} \quad (II.28)$$

Sachant que :

$$H_1 = H_{01} - \alpha \frac{v_{01}^2}{2 \cdot g} \quad (II.29)$$

$v_{01}$  : vitesse en amont de l'arrêt du seuil d'amortissement

$$v_{01} = \frac{q}{\sigma h_{ct}} \quad (II.30)$$

La longueur à la paroi d'amortissement est égale

$$l_{\text{par}} = 3 h_{\text{ct}} \quad (\text{II.31})$$

#### II.4.4- Calcul du dispositif combiné (bassin plus paroi d'amortissement)

Si les dimensions des calculs précédents sont inadmissibles, c'est-à-dire l'obtention d'une grande profondeur du bassin ou plusieurs parois d'amortissement, on conçoit alors, un bassin de dissipation formé d'une combinaison de bassin et de paroi d'amortissement (figure II.6).

Tout d'abord on doit choisir l'une des grandeurs inconnues  $p_{(\text{abs})}$  et  $p_{(\text{par})}$ , ensuite, le calcul du bassin combiné se ramène soit à détermination de hauteur de la paroi, soit la détermination de la profondeur du bassin à la hauteur de la paroi et la profondeur données du bassin.

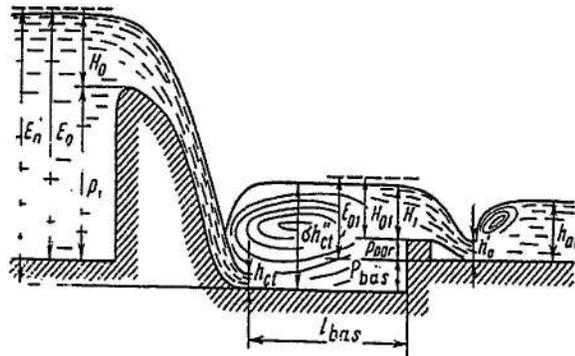


Figure II.6 : Schéma de calcul du dispositif combiné [5].

Dans le premier cas, on détermine la hauteur de la paroi:

$$P_{(\text{par})} = \sigma h_{\text{ct}}'' - (p_{\text{bas}} + H_1) \quad (\text{II.32})$$

Dans le second cas, on détermine la profondeur du bassin :

$$P_{(\text{bas})} = \sigma h_{\text{ct}}'' - (p_{\text{par}} + H_1) \quad (\text{II.33})$$

Après la détermination du paramètre recherché, une vérification du caractère de raccordement en aval du dispositif s'impose.

#### II.4.5- Détermination du bassin de dissipation par l'USBR.

En 1984, L'USBR a proposé trois types de bassin en fonction du nombre de Froude et de la vitesse en amont du ressaut Hydraulique (figure II.7) [8,10,11].

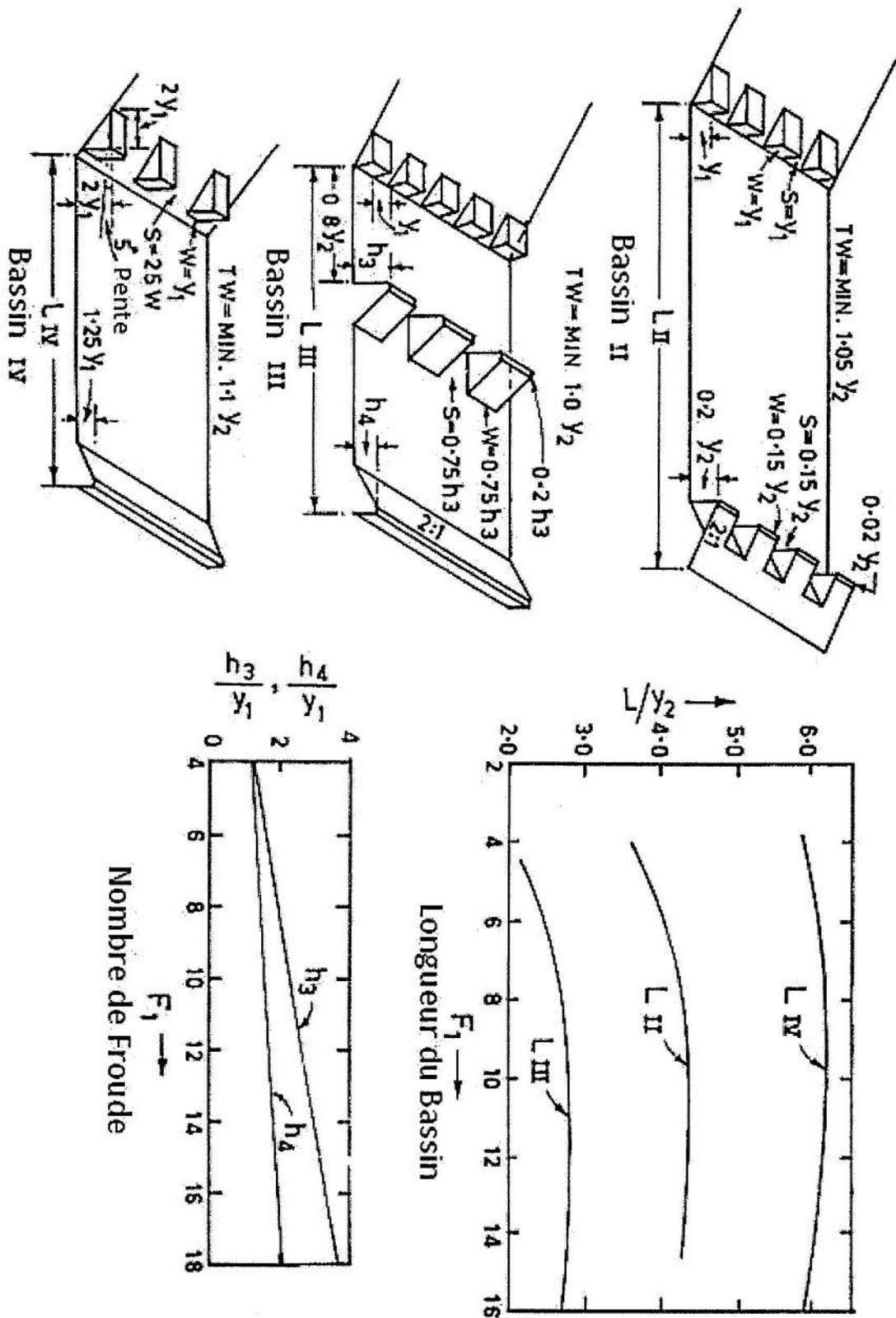


Figure II.7. Bassin de dissipation selon méthode USBR, 1984 [ 8]

Or, généralement une protection à l'aval du bassin de dissipation est nécessaire, du fait qu'environ 75% seulement de l'énergie de l'eau est dissipée. Pour des charges réduites et de faibles débits, il existe une forme alternative appelée SAF (*Saint Anthony Falls*), développé par Blaisdell (1948) [ 8] pour un large éventail du nombre de Froude compris entre  $2 \leq F \leq 17$ .

Le Bassin préconisé est de type III avec une longueur assez réduite ( $L=2y_2$ ). Dans ce contexte, Rice *et al.*(1993), ont présenté des relations optimisant le calcul des dimensions du rip-rap placé à l'aval du bassin d'amortissement (Figure II.8) :

$$\frac{L_s}{y_1} = 4,5.F_1 \tag{II.34}$$

$L_s$  : longueur du lit de rip-rap à l'aval du bassin de dissipation.

$$\frac{D_{50}}{y_1} > \left[ \frac{F_1 + 2,20}{10,2} \right]^2 \tag{II.35}$$

$D_{50}$  : diamètre médian du rip-rap.

L'élévation de la protection à la fin du rebord est conditionnée par [8]:

$$\frac{D_{50}}{y_1} > \left[ \frac{F_1 + 4,0}{10,2} \right]^{3,33} \tag{II.36}$$

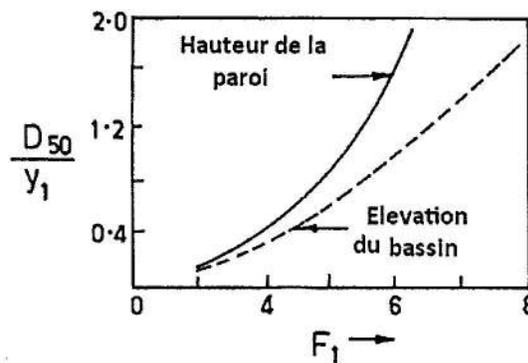
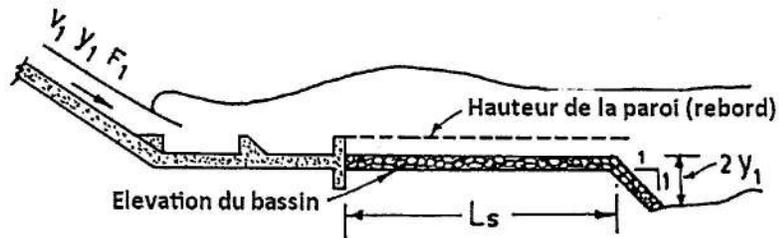


Figure II.8 : Dispositif Rip-rap selon la protection préconisé par SAF d'après Rice *et al*, 1993[8],

II.4.6- Ressaut hydraulique dans les bassins non prismatiques [12]

On applique l'expression générale du principe de variation de quantité de mouvement :

$$A_2 k_2 y_2 - A_1 k_1 y_1 = \left( Fr_2 \frac{A_1^2}{T} \right) \left( 1 - \frac{A_1}{A_2} \right) \tag{II.37}$$

avec ,

$k_1 y_1$  : profondeur du centre de pression en amont

$k_2 y_2$  : profondeur du centre de pression à l'aval

Pour résoudre l'équation précédente, les zones en amont et en aval  $A_1$  et  $A_2$  ainsi que la largeur du miroir  $T$ , impérativement exprimés en termes de profondeur du canal de  $y_1$  et  $y_2$  (figure II.9 ).

Section	Aire	Centre de pression	Largeur du miroir
Parabolique	$\frac{A_1}{A_2} = \left( \frac{y_1}{y_2} \right)^{1,5}$	$k_1 = k_2 = 0,4$	$\frac{A_1}{T_1} = 2.y_1$
Triangulaire	$\frac{A_1}{A_2} = \left( \frac{y_1}{y_2} \right)^2$	$k_1 = k_2 = 0,33$	$\frac{A_1}{T} = y_1$

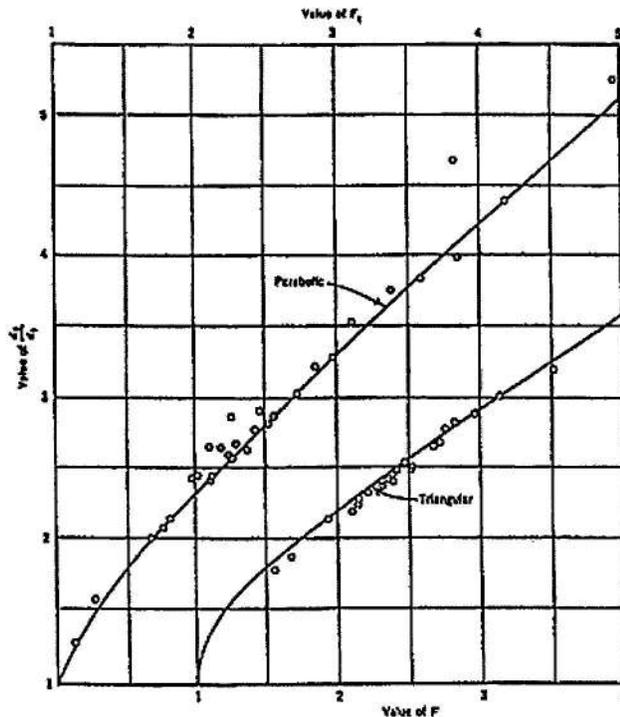


Figure II.9 : Rapport des Hauteurs conjuguées dans un canal à section : Parabolique et Triangulaire [12]

Pour un canal trapézoïdal, selon Massy (1961)[11] a présenté l'équation suivante :

$$x^4 + \left[ \frac{5K}{2} + 1 \right] x^3 + \left[ \frac{3K}{2} + 1 \right] [K+1] x^2 + \left[ \left( \frac{3K}{2} + 1 \right) K - \left( \frac{f}{K+1} \right) \right] x - f = 0 \quad (II.38)$$

avec,

$$x = y_2/y_1; \quad K = b/my_1; \quad f = \frac{3.Q^2}{g.m_2.y_1^5}$$

m : étant le fruit du canal

b : largeur du canal

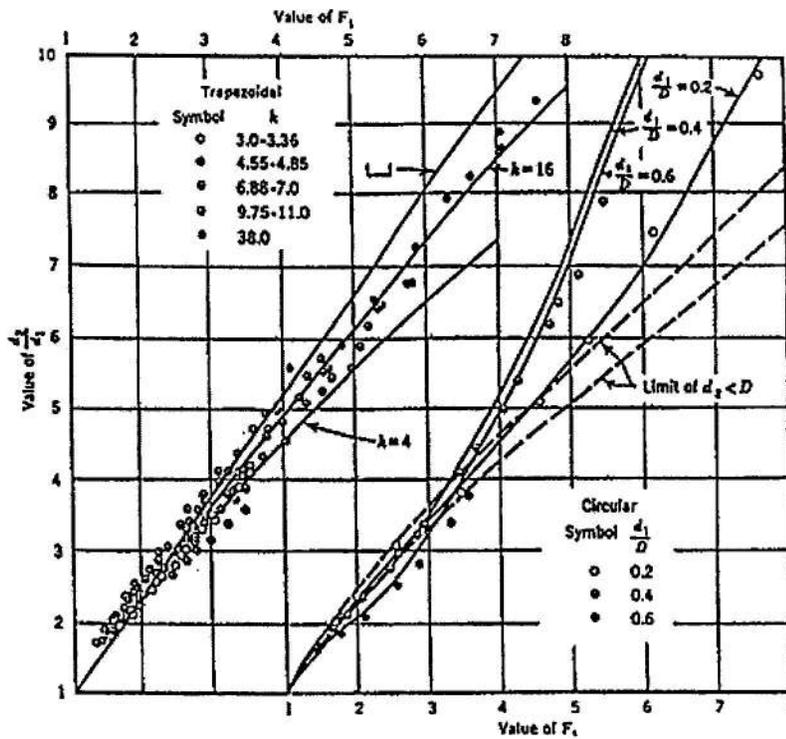


Figure II.9 : Rapport des Hauteurs conjuguées dans un canal à section : Trapézoïdale [12]

II.4.7- Longueur du bassin de dissipation :

La longueur du bassin est donnée par des formules empiriques basées des résultats expérimentaux réalisés en laboratoire sur des modèles réduits.

Pour un canal rectangulaire :

$$L_b = (0,8-1,25)L_r \quad (II.39)$$

$L_b$  : longueur du bassin de dissipation

$L_r$  : longueur du ressaut hydraulique qui peut être donnée par les formulations suivantes :

$$5 < \frac{L_r}{(h_{ct}'' - h'_{ct})} < 7 \quad (II.40)$$

Pour Bakhmeteff et Matzke (1936) [8], préconisent une relation en fonction des hauteurs conjuguées :

$$L_r = 6(h''_{ct} - h''_{ct}) \quad (II.41)$$

Henderson(1936) montre que la longueur du ressaut hydraulique peut être prise comme suit :

$$L_r = 6h''_{ct} \quad (II.41)$$

#### II.4.7- Epaisseur du bassin de dissipation :

Selon la nature du bassin, l'épaisseur du bassin est choisie suivant les relations :

$$\text{Bassin en béton armé : } t_{bas} = (0,08 - 0,1)L_{bas} \quad (II.42)$$

$$\text{Bassin en béton : } t_{bas} = (0,14 - 0,16)L_{bas} \quad (II.43)$$

Pour s'assurer de la stabilité de l'ouvrage au soulèvement, il est recommandé de vérifier que :

$$t_{bas} \leq 0,40h_2 \quad (II.44)$$

#### II.4.8- Longueur du bassin de dissipation:

Ce dispositif est destiné à protéger le bief aval contre les affouillements et uniformiser et à réduire les vitesses par la forme attribué à l'écoulement. Longueur de la risberme d'un canal rectangulaire est déterminée en fonction de la hauteur critique :

$$L_{ris} = 8 h_c \quad (II.45)$$

avec ;

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad (II.46)$$

La risberme est constituée de dalles de longueur :

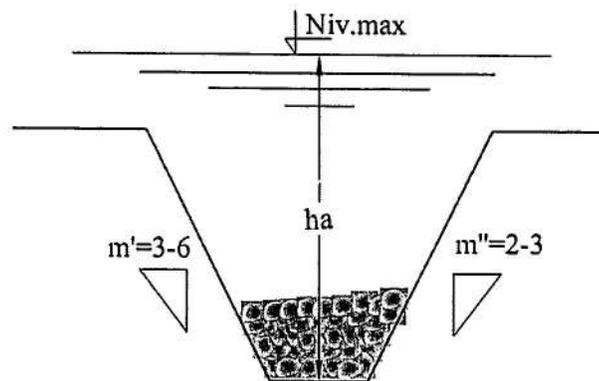
$$b_{ris} = \frac{L_{ris}}{(3-4)} \quad (II.47)$$

La risberme prend la forme d'un divergent d'angle  $\alpha = (6-10^\circ)$  afin de tranquilliser l'écoulement et de donner une répartition uniforme des vitesses.

#### II.4.7- Fosse d'affouillement :

Permet le raccordement du dispositif aval avec le cours d'eau par une fosse de profondeur (figure II.8) :

$$h_{aff} = K_{aff} \left[ \frac{q}{v_{adm}} \right]^{1/1,2} \quad (II.48)$$



**Figure II.10 :** Coupe longitudinale d'une fosse d'affouillement

$m$  : fruit de talus de la fosse d'affouillement donné par le tableau n°9.

$K_{\text{aff}}$  : coefficient dépendant des conditions d'affouillement qui dépend du dispositif aval.

**Tableau n°8 :** Récapitulatif des valeurs du fruit de talus.

$m$	6-4	3-4	0
$K_{\text{af}}$	1,05	1,10	1,70

$V_{\text{adm}}$  : vitesse admissible, calculée pour un tirant d'eau aval égal à  $h=1\text{m}$  (voir tableau n°9).

$$q_{\text{ris}} = \frac{Q_{\text{max}}}{B_{\text{ris}}} \quad (\text{II.49})$$

A titre indicatif, on peut utiliser les valeurs de vitesses admissibles exprimées pour un canal rectangulaire de rayon hydraulique égal à 1 m (tableau n°9) [5].

**Tableau n° 9:** Ordre de grandeur des vitesses admissibles pour différents sols ( $R_h=1\text{m}$ )

Sols homogènes non consolidés	$V_{\text{adm}}$ (m/s)	Sols homogènes consolidés	$V_{\text{adm}}$ (m/s) rapporté à la masse volumique du sol	
			<1,5	1,5 à 2,5
Sable fin et moyen	0,40-0,60	Limon léger	0,40- 0,70	0,70-0,90
Sable gros	0,50-0,60	Limon moyen	0,45-0,75	0,75-1,00
Gravier fin	0,60-0,75	Limon lourd	0,50-0,85	0,85-1,20
Gravier moyen	0,75-0,90	Argile	0,50-0,90	0,90-1,25
Gravier gros	0,90-1,00			
Galets petits	1,00-1,30			
Galets moyens	1,30-1,45			
Gros galets	1,45 -1,60			

En absence de données sur les éléments hydrauliques, on peut utiliser l'expression proposé de Ghirshkan :

$$V_{adm} = k \cdot Q^{0,1} \quad (II.50)$$

k : coefficient dépendant de la nature du sol de fondation, les valeurs sont donné par tableau n°10.

Tableau n° 10 : Valeurs du coefficient k selon Ghirskhan [5]

Sols non consolidés	k	Sols non consolidés	k
Sable moyen	0,45-0,50	Limon sableux	0,53
Sable gros	0,50-0,60	Limon léger	0,57
Gravier fin	0,60-0,75	Limon moyen	0,62
Gravier moyen	0,75-0,90	Limon lourd	0,68
Gravier gros	0,90-1,00	Argile	0,75
Petits galets	1,00 -1,30	Argile lourde	0,85
Galets moyens	1,30-1,45		
Gros galets	1,45-1,60		

On détermine d'abord la vitesse  $V_e$  de début d'entraînement des matériaux du lit aval du bassin.

- Sols cohérents (argiles), la vitesse  $V_e = (0,80- 1,20)$  m/s
- Sols non cohérents (sables, graviers.....), la vitesse est déterminé à partir du graphe de la figure II.11.

Dans ce contexte, il est souhaitable d'utiliser la méthode préconisé par le SOGREAH, mise au point sur la base de travaux expérimentaux réalisés sur modèle réduit avec des conditions relativement sévères.

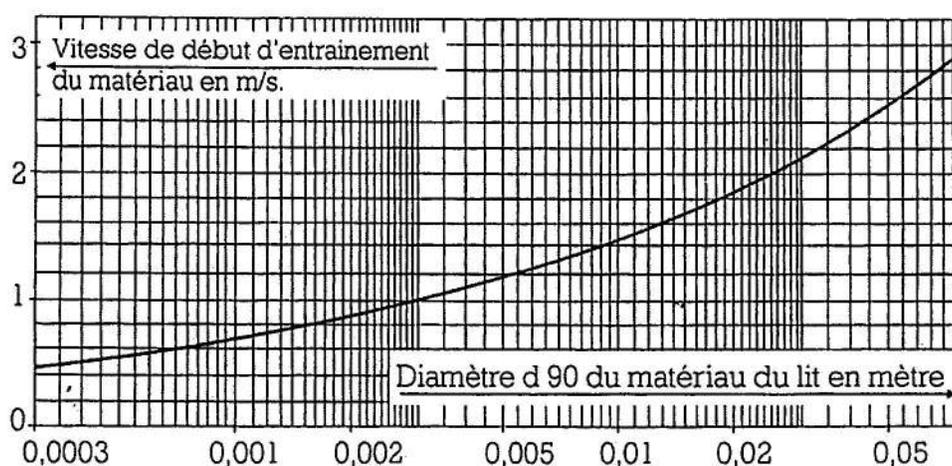


Figure II.11 : Vitesse de début d'entraînements des matériaux d'un sol non cohérent [ 9].

L'abaque de la figure II.12, détermine le diamètre minimum  $D$  des enrochements nécessaires au revêtement du lit aval.

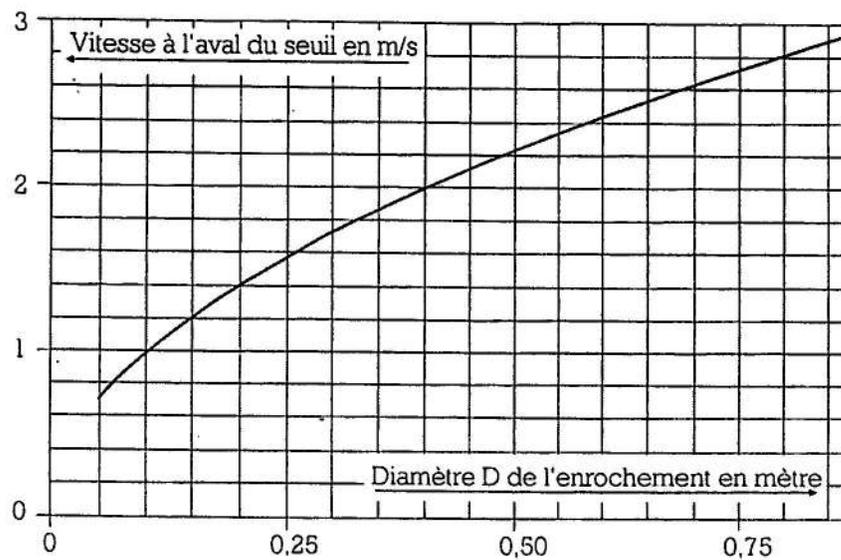


Figure II.12 : Diamètre des enrochements de protection [9].

**PARTIE III****CALCUL DE STABILITE DU BARRAGE DEVERSOIR****III.1 .PRINCIPES DE CALCULS DES BARRAGES POIDS**

Il existe trois principales catégories de calcul des barrages réservoirs :

- 1) Calcul de stabilité : c'est un calcul qui se résume en principaux calculs : stabilité au renversement et stabilité au glissement.
- 2) Calcul de résistance : il existe deux types de résistance : générale et résistance locale.
- 3) Calcul de tassement : il s'agit du calcul aux tassements différentiels, c'est-à-dire le déplacement vertical des ouvrages et fondations. L'ensemble des calculs de stabilité et de résistance sont effectués pour deux combinaisons de charges :

**III.2. ETUDE DES DIFFERENTES SOLLICITATIONS**

Le barrage déversoir est considéré comme étant une structure rigide de gravité, c'est-à-dire un barrage sous les sollicitations suivantes :

**III.2.1- Charges Permanentes****III.2.1.1 Charges primaires :**

1. Poids propre du barrage  $P_p$  qui inclut l'ensemble des équipements hydromécaniques (annexe-2).
2. Pression hydrostatique amont  $P_h$ , correspondant au niveau normale de retenue NNR.
3. Sous pressions totales  $P_u$  correspondant au NNR, résultante des sous pression statique  $P_s$  et dynamique  $P_f$ .

**III.2.1.2 Charges secondaires :**

1. Poussée des sédiments  $P_s$  correspondant au niveau du volume mort (NVM).
2. Poussée des glaces  $W_g$ , correspondant au niveau NNR/NPHE
3. Poussée des vagues  $W_v$ , correspondant au niveau NNR/NPHE
4. Efforts de traction ou de freinage provoqués par les mécanismes de levage.

**III.2.2.Charges Particulières :**

Elles regroupent les charges ci-après :

1. Forces d'inertie développée par le corps (masse) du barrage

$$\text{Force horizontale} : P_{emh} = \pm \alpha_h P_m \quad (\text{III.1})$$

$$\text{Force verticale} : P_{emv} = \pm \alpha_v P_m \quad (\text{III.2})$$

Les forces d'inerties énumérées ci-dessus sont appliquées au centre de gravité du corps du barrage.

2. Force d'inertie Hydrodynamique (hydro sismique):

Selon Westergaard (1933) la force d'inertie hydrodynamique qui s'exerce sur un mur en mouvement périodique :

$$P_{ewh} = C_e \alpha_h \gamma_w z_{max} \tag{III.3}$$

$z_{max}$  : hauteur maximum d'eau considérée du barrage.

$C_e$  : coefficient adimensionnel de pression.

$\alpha_h$  : coefficient sismique.

La résultante peut être exprimée sous la forme de :

$$P_{ewh} = 0,66 C_e \alpha_h z_1 \gamma_w \left( \frac{z_1}{z_{max}} \right)^{1/2} \tag{III.4}$$

**Tableau1** : Valeurs du coefficient de pression en fonction du parement amont

$z_1/z_{max}$	$C_e$	
	$\phi_u = 0^\circ$	$\phi_u = 15^\circ$
0.2	0.35	0.29
0.4	0.53	0.45
0.6	0.64	0.55
0.8	0.71	0.61
1.0	0.73	0.63

$\phi_u$  : l'angle du parement avec la verticale.

3. Poussée de l'eau sur le parement amont et les pressions interstitielles dans les sections du niveau des plus hautes eaux (NPHE).
4. Pression de l'eau sur le parement aval pour un débit correspondant  $Q_{(NPHE)}$ .
5. Sous pression d'infiltration dans le cas d'un mauvais fonctionnement du système de drainage des fondations.

**III.2.3. Combinaison de charges**

Il trois (3) combinaisons de charges qui peuvent être présent dans un barrage suivant des circonstances d'austérité croissante :

Combinaison de charges normales (usuelles)

Combinaison de charges exceptionnelles

Combinaison de charges extrêmes.

### III.3- STABILITE AU RENVERSEMENT

La stabilité au renversement est garantie, si la résultante des forces appliquées se trouve dans le tiers central, autrement dit si le rapport au point de rotation le plus défavorable, la stabilité au renversement est vérifiée entre le moment stabilisant (résistant) et le moment renversant (moteur), définie par :

$$\sum_{i=1}^n M_{+/o} \geq \sum_{i=1}^n M_{-/o} \Leftrightarrow \frac{\sum_{i=1}^n M_{+/o}}{\sum_{i=1}^n M_{-/o}} \geq F_o \quad (\text{III.5})$$

$F_o$  : coefficient de sécurité et fonction de la combinaison de charge (Kennard *et al.*, 1996).

Les coefficients de sécurité au renversement doivent vérifier :

- Pour les charges normales (usuelles) :  $F_o = 1,5$  (cote RN)
- Combinaison de charges exceptionnelles :  $F_o = 1,25$  (cote PHE)
- Combinaison de charges extrêmes :  $F_o = 1,1$  (Cote RN+séisme maximal)

Ce critère de stabilité est loin de la réalité dimensionnante d'un ouvrage et même rarement pratiquée.

### III.4- STABILITE AU SOULEVEMENT

La stabilité au soulèvement se définit par le rapport entre la somme des forces verticales dirigées vers le bas et celle des forces verticales dirigées vers le haut. La stabilité au soulèvement est souvent vérifiée dans le cas des barrages ou structures légères.

$$\frac{\sum_{i=1}^n F_{des\downarrow}}{\sum_{i=1}^n F_{as\uparrow}} \geq F_{sou} \quad (\text{III.6})$$

Pour les :

- Combinaison des charges normales (usuelles) :  $F_o = 1,25$  (cote RN)
- Combinaison des charges exceptionnelles :  $F_o = 1,15$  (cote PHE)

$F_{des}$  : forces descendantes agissant sur l'ouvrage ;  $F_{as}$  : forces ascendantes agissant sur

l'ouvrage

### III.5. STABILITE AU GLISSEMENT

La stabilité au glissement par rapport à une section critique se définit d'une façon générale comme étant le rapport entre la somme des forces verticales et la somme des forces horizontales :

Autrement dit et de façon plus détaillée :

$$\frac{\sum_{i=1}^n (N_i \tan \varphi + C_i B_i)}{T} \geq F_g \quad (\text{III.7})$$

$\varphi$  : angle de frottement des surface de contact béton/béton, béton /rocher

$N$  : effort vertical total appliqué sur l'ensemble de la section

$T$  : effort horizontal (tranchant) résultant.

$C$  : cohésion le long de la section non fissurée

$B$  : largeur de la section non fissurée.

Les coefficients de sécurité au renversement doivent vérifier :

- Pour les charges normales (usuelles) :  $F_g = 1,33$  (cote RN)
- Combinaison de charges exceptionnelles :  $F_g = 1,10$  (cote PHE)
- Combinaison de charges extrêmes : :  $F_g = 1,05$  (Cote RN+séisme maximal)

### III.6 DETERMINATION DES DIFFERENTES SOLLICITATIONS

#### III.6.1- Charges verticales

a)- Sous pressions :

La détermination des sous pressions dynamiques par la méthode du contour allongé Bligh-Chugeav (Annexe 2).

$$P_{sf} = \gamma_w S_{sf} (b_p + t_p) \quad (\text{III.8})$$

$P_{sf}$  : sous pression dynamique par mètre linéaire en (kN)

$S_{sf}$  : aire de l'épure des sous pressions ( $m^2$ )

$\gamma_w$  : poids volumique de l'eau ( $kN/m^3$ )

b) - Poids propre du corps du barrage :

$$P_{pc} = \gamma_w S_{pc} b_p \quad (\text{III.9})$$

$P_{pc}$  : poids du corps du barrage par mètre linéaire en (kN)

$S_{pc}$  : aire du corps du barrage ( $m^2$ )

c)- Poids propre des piles :

$$P_{pp} = \gamma_w S_{pp} t_p \quad (\text{III.10})$$

$P_{sf}$ : sous pression dynamique par mètre linéaire en (kN)

$S_{sf}$ : aire de l'épure des sous pressions (m<sup>2</sup>)

$\gamma_w$ : poids volumique de l'eau (kN/m<sup>3</sup>)

d)- Poids de la colonne d'eau amont :

$$(P_{ph})^{Am} = \gamma_w S_{ph} b_p \quad (III.11)$$

e)- Poids de la colonne d'eau aval :

$$(P_{ph})^{Av} = \gamma_w S_{ph} b_p \quad (III.12)$$

f)- Sous pression statique :

$$P_{sh} = \gamma_w S_{sh} (b_p + t_p) \quad (III.13)$$

### III.6.2- Charges horizontales

a)- Poussée hydrostatique à l'amont :

$$P_{ph}^{Am} = \gamma_w \cdot S_h^{Am} \cdot (b_p + t_p) \quad (III.14)$$

b)- Poussée hydrostatique à l'aval :

$$P_{ph}^{Av} = \gamma_w \cdot S_h^{Av} \cdot (b_p + t_p) \quad (III.15)$$

c)- Poussée des sédiments :

$$P'_s = \gamma_s S_s \cdot b_p = \gamma_s \cdot \left(\frac{h_s}{2}\right)^2 \cdot \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) b_p \quad (III.16)$$

$h_s$  : hauteur des sédiments égale à la différence de la côte du radier – côte du fond.

$\gamma_s$  : poids volumique des sédiments (1,8 à 2,45) tf/m<sup>3</sup>.

### III.7 CALCUL DE STABILITE DU RADIER DU BASSIN D'AMORTISSEMENT

Il s'agit de procéder à une vérification du bassin d'amortissement à l'immersion sous la sollicitation des charges appliquées au bassin de dissipation.

$h_d$  : étant la charge de dépression, localisé dans la zone le ressaut hydraulique (zone de rouleau), égale :

$$h_d = (0,6 - 0,7)(h'' - h') \quad (III.16)$$

ou bien :

$$h_d = 0,85 h_{cr} \left[ 1 - 0,55 \sqrt[3]{\frac{h_{av(max)}}{h_c''} - 1} \right] \cdot \left[ \sqrt{\frac{E_o}{h_c}} - 2 \right] \quad (III.17)$$

$P_e$  : poids de l'eau induit par le ressaut hydraulique  
 $P_p$  : poids propre du radier du bassin de dissipation  
 $P_{sh}$  : sous pressions hydrostatique  
 $P_{sf}$  : sous pressions dynamique due à l'écoulement souterrain  
 $P_{hd}$  : sous pressions dynamique.  
 $L_d$  : longueur de dépression approximativement égale  $h_d = 7 h_{cr}$

Critère de stabilité du bassin est donné par la relation de soulèvement :

$$K_s = \frac{\sum F_d}{\sum F_{as}} \geq K_{adm} \Leftrightarrow \frac{P_e + P_p}{P_{sh} + P_{sf} + P_{hd}} \geq K_{adm} = (1,15 - 1,25) \quad (III.18)$$

$F_d$  : charges stabilisatrices descendantes.

$F_{as}$  : charges stabilisatrices ascendantes.

### III.8 CONDITION DE NON TRACTION DU PAREMENT AMONT

Selon l'USBR (1987), la justification d'exclusion de la traction (non traction) des matériaux du barrage le long du parement amont est exprimée à partir de la contrainte effective normale  $\sigma'_N$  suivant les combinaisons de charge :

$$- \text{ Pour les charges normales : } \sigma'_N > \max\left\{(p-1)\gamma_w \cdot z_o - \frac{f_t}{3}; -\gamma_w z_1\right\} \quad (III.19)$$

$$- \text{ Pour les charges exceptionnelles : } \sigma'_N > (p-1)\gamma_w \cdot z_o - \frac{f_t}{2} \quad (III.20)$$

Pour les charges extrêmes : l'apparition de fissure est admise ; on évalue la longueur de la fissure et on vérifie la résistance au cisaillement sur la section non fissurée à partir du critère du coefficient de frottement de cisaillement

où :

$f_t$  : résistance à la traction du matériau du barrage

$z_1$  : hauteur d'eau dans le réservoir

$p$  : coefficient de réduction tenant compte du système de drainage, en absence de dispositif de drainage,  $p=1$ , si non  $p=0,4$  en première approche.

$z_o$  : hauteur d'eau au point considéré de calcul de la contrainte.

### III.9 CALCUL DE RESISTANCE DU BARRAGE

Il s'agit de calculer les contraintes internes agissantes au contact des fondations ou dans les points extrêmes de l'ouvrage déterminées par la méthode de résistance des matériaux.

L'évaluation des contraintes se fera par des sections horizontales à partir de la relation suivante :

$$[\sigma_Y]^{Am,Av} = \frac{\sum F_v}{B} \pm \frac{6 \sum M_o}{B^2} \quad (III.21)$$

$[\sigma]^{am,av}$  : contraintes déterminées en une section donnée (tf/m<sup>2</sup>)

B : largeur de base du barrage

$M_{/o}$  : moment par rapport au point le plus défavorable (tf.m)

Dans le cas d'un réservoir plein :

$$\text{Contrainte amont : } \sigma_{z(\text{amont})} = \frac{\sum V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (III.22)$$

$$\text{Contrainte aval : } \sigma_{z(\text{aval})} = \frac{\sum V}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (III.23)$$

## V.10 CONDITIONS DE CALCUL DE STABILITE ET DE RESISTANCE

Les calculs de stabilité et de résistance des ouvrages de retenue et leurs fondations s'effectuent pour deux combinaisons de charges et trois cas de calculs à savoir :

1. Cas d'exploitation permanente de l'ouvrage.
2. Cas de construction et d'exploitation temporaire
3. Cas de réparation.

**PARTIE IV****EXERCICES D'APPLICATION****Exercice N°1**

Un barrage déversoir de charge maximale de déversement est égale à 2,5 m correspondant à un débit maximal  $Q_{\max} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$ . Déterminer le nombre de pertuis possible à envisager pour des vannes plates de dix mètres de longueur et un système de piles de 3m de largeur. Déterminer la charge au bief aval sachant que le gradient hydraulique moyen est égal 0,45 pour un radier générale de 20 m de longueur.

Coefficient de débit  $m = 0,49$  ; côte P.H.E : 15,75 m ;  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$

**Solution abrégée :**

Le débit correspondant permet d'évacuer à travers une largeur  $B \approx 29,13\text{m}$  qui permet l'admission d'un pertuis par une correction :

$B' = n \cdot b_p + \sum t_{pi} = 2 \cdot 10 + 2(1,5) = 23$ . La différence entre les deux valeurs est réservée aux culées de 3,00 m de largeur.

$$\text{La vitesse d'approche est égale à : } \frac{Q_{\max}}{\left( n \cdot b_p + \sum_{i=1}^n t_{pi} \right) \cdot (H + P)} = \frac{250}{23 \cdot (13,25 + 2,5)} = 0,69 \text{ m/s}$$

$$\text{Le gradient hydraulique moyen : } I_{\text{moy}} = \frac{\Delta H}{L} =$$

$$I_{\text{moy}} = \frac{\nabla_{\text{NNR}} - \nabla_{\text{aval}}}{L} \Leftrightarrow \nabla_{\text{aval}} = \nabla_{\text{NNR}} - I_{\text{moy}} L$$

$$= 13,25 - 0,45 \times 20 = 13,25 - 9,0 = 4,25 \text{ m}$$

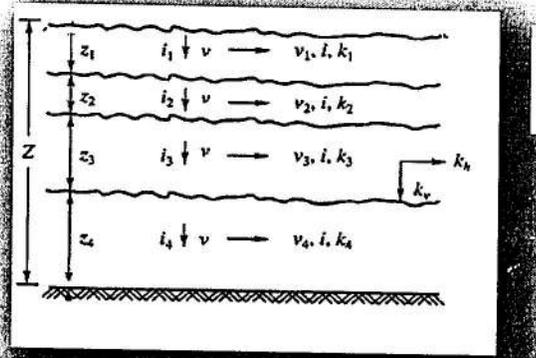
**Exercice N°2**

Déterminer la longueur du ressaut hydraulique dans un bassin d'amortissement suite à l'écoulement par-dessus un barrage déversoir, de hauteur de seuil  $P=7\text{m}$ , correspondant à un débit unitaire  $q=6,5\text{m}^3/\text{s.ml}$ . Sachant que le barrage déversoir est de profil pratique (c'est-à-dire que :  $\varphi = 0,95$  ;  $m=0,49$ ).

La hauteur au bief aval égale à  $h_{\text{av}}=3,50 \text{ m}$ . (Dans les calculs, on considère que  $\sigma=1$ ,  $\Delta z=0$ ).

**Exercice N°3**

Démontrer que pour un écoulement en milieu stratifié, les composantes du coefficient de perméabilité horizontale  $k_h$  et verticale  $k_v$  sont égales à :



$$k_h = \frac{1}{Z}(k_1 z_1 + k_2 z_2 + k_3 z_3 + k_4 z_4) \quad \text{et}$$

$$k_v = \frac{Z}{\frac{z_1}{k_1} + \frac{z_2}{k_2} + \frac{z_3}{k_3} + \frac{z_4}{k_4}}$$

Figure 1

**Exercice N°4**

- Déterminer le débit d'infiltration d'un seuil déversoir de largeur vingt mètres (figure n°2), l'écoulement souterrain est représenté par le réseau hydrodynamique dans le cas d'une fondation anisotrope, constituée de sables fins à composantes de perméabilité :  $K_h = 5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  ;  $K_v = 3,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ .

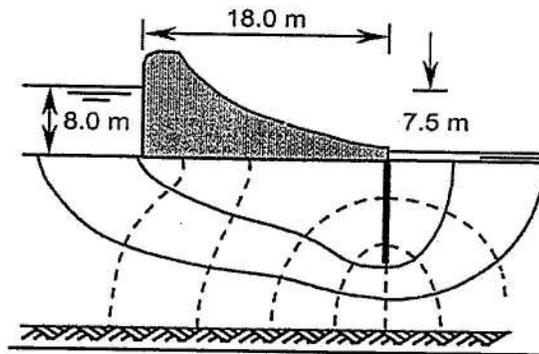


Figure 2

- Déterminer la chute pression  $\Delta h$  ?
- Déterminer le gradient maximal de sortie à l'extrémité de la palplanche de profondeur  $s = 12 \text{ m}$ .

Solution:

Le réseau du schéma de la figure 3, comprend un réseau hydrodynamique de :  $N_p = 8$  et  $N_d = 3$ . Le débit d'infiltration total est égal à  $Q = q \cdot B$  ;  
 $q$  : débit spécifique et  $B$  : largeur du seuil déversant.

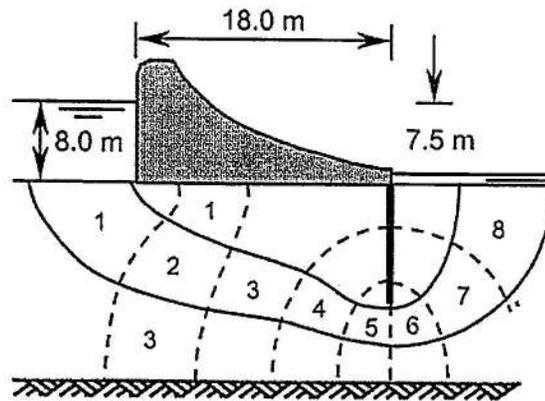


Figure 3

$K_{eq}$ : coefficient de perméabilité équivalent ;  $K_{eq} = \sqrt{k_v \cdot k_h}$

Débit unitaire  $q = K_{eq} \frac{1}{N_p} \cdot H \cdot N_d = \sqrt{k_v \cdot k_h} \cdot \frac{1}{N_p} \cdot H \cdot N_d$  ; A.N :  $k_{eq} = 0,0122 \text{ m/s}$  ;  $q = 2,287 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2/\text{s}$

Débit d'infiltration :  $Q = q \cdot B = 2,287 \cdot 10^{-3} \cdot 20 = 4,574 \cdot 10^{-2} \text{ m}^3/\text{s}$

La chute de pression  $\Delta h = \frac{1}{N_p} \cdot H = \frac{1}{8} \cdot (8,0 - 7,5) = 0,0625 \text{ m}$

La charge piézométrique au niveau de la palplanche est  $h_p = n_p \cdot \Delta h = 3 \cdot 0,0625 = 0,1875 \text{ m}$ . Le

gradient hydraulique maximal de sortie :  $I_{max}^s = \frac{h_p}{S} = \frac{0,1875}{12} = 0,0156$

### Exercice N°5

Déterminer le débit d'infiltration à travers les fondations de l'ouvrage de largeur  $B = 50 \text{ m}$  et de perméabilités  $K_x = 5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  et  $K_y = 3,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$  (figure 4).

En déduire alors, la valeur du potentiel piézométrique à l'extrémité de la palplanche ?

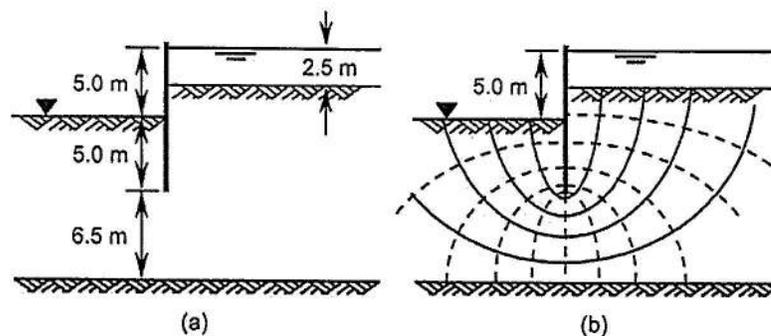


Figure 4 : a- Coupes longitudinale et dimensions de l'ouvrage ; b- Réseau hydrodynamique d'écoulement souterrain

**Solution:**

Le débit d'infiltration est égal  $Q = q.B = (k_{eq} \cdot \frac{H}{N_p} N_d).B$

$N_p$  : 11 bandes de pression (figure 4-b)

$H_d$  : 5 bandes de débits.

$$K_{eq} = \sqrt{K_x \cdot K_y} = \sqrt{5 \cdot 10^{-5} \cdot 3 \cdot 10^{-5}} = 3,87 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$$

La différence de charge entre le bief amont et aval est comme, si on prend le niveau de référence, nous avons une charge amont  $H_1=2,5$  m et  $H_2=-2,5$  m,

d'où :

$$H = H_1 - H_2 = 2,5 - (-2,5) = 5,0 \text{ m}$$

d'où le débit est égal :

$$Q = 3,87 \cdot 10^{-5} \times 5 \times (5/11) \times 50 = 4,40 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$$

La valeur du potentiel piézométrique à l'extrémité de la palplanche est égale à :

$$h_p = H(1 - n_x \cdot (1/N_p))$$

$$\text{A.N : } h_p = 5,0 (1 - 5(1/11)) = 2,72 \text{ m.}$$

**Exercice N°6**

Selon la théorie du contour linéaire, déterminer le point de percolation et le point d'émergence de l'écoulement souterrain à travers le sol de fondation de l'ouvrage hydraulique (figure 5).

Calculer la sous-pression et l'épaisseur en point C du radier.

$$\text{Données : } \gamma_w = 1,0 \text{ tf/m}^3 \text{ et } \gamma_b = 2,4 \text{ tf/m}^3, n = 0,95$$

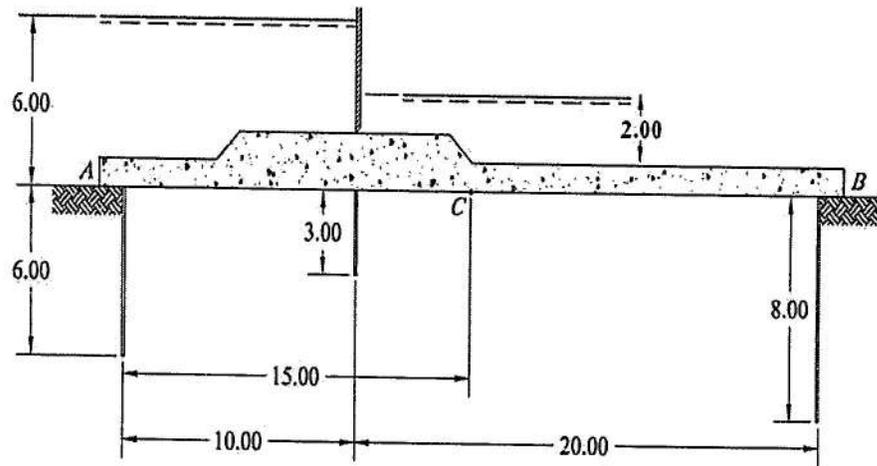


Figure 3 : Coupe longitudinale de l'ouvrage

**Solution:**

A étant le point de percolation soumis à la charge  $H_1 = 6,0$  m

B étant le point d'émergence des eaux d'infiltration, l'écoulement est du bief amont de charge  $H_1$  vers le bief aval de charge  $H_2 = 2,0$  m.

Calcul de la longueur du contour déployé

$$L_{rd} = (8 \times 2) + 20 + (2 \times 3) + 10 + (6 \times 2) = 16 + 20 + 6 + 10 + 12$$

$$L_{rd} = 64,0 \text{ m}$$

Selon la théorie de Bligh, la répartition des sous pression est linéaire, c'est-à-dire que :

$$h_c = \left( \frac{H}{L_{rd}} \right) l_c$$

où

$$l_c = L_{rd} - L_{AC} = 64 - [(2 \times 6) + (2 \times 3) + 15] = 64 - 33 = 31,0 \text{ m}$$

$$h_c = \left( \frac{6,0 - 2,0}{64} \right) \times 31,0 = 1,94 \text{ m}$$

L'épaisseur du radier au point C est égale à :

$$t_c = n \left( \frac{\gamma_w}{\gamma_b - \gamma_w} \right) \cdot h_c = 0,95 \times \frac{1,0}{2,4 - 1,0} \times 1,94 = 1,31 \text{ m}$$

**Exercice N°7**

La figure 4 représente un barrage poids en béton où on considère que l'épure des sous pressions est répartie sous la forme trapézoïdale avec une sous pression maximale au pied amont égale à  $15\gamma_w$ , et décroît linéairement jusqu'à une valeur égale  $3\gamma_w$  au pied aval. Sachant que la côte des sédiments dans le barrage est à 117,0 m.

1/- Calculer la largeur en crête  $B_{cr}$  du barrage pour que la stabilité au glissement soit vérifiée dans les conditions d'un coefficient de frottement fondation-rocher est égal à 0,42. (données : coefficient de sécurité au glissement  $F_g = 1,2$ ;  $\gamma_b = 25\text{kN/m}^3$ ,  $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$ ,  $\gamma_s = 20\text{kN/m}^3$ .)

2/- Pour cette situation vérifier la stabilité au renversement pour un coefficient admissible est égal  $Fr = 1,33$ .

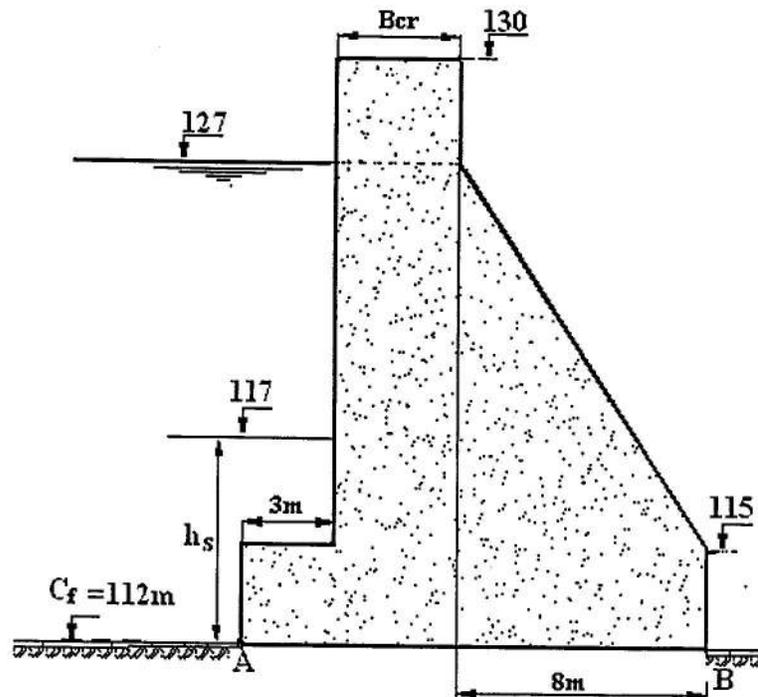


Figure 4 : Coupe transversale du barrage poids

**Exercice N°8**

a)- Examiner la stabilité au glissement selon la méthode USBR d'un barrage de poids à parement amont vertical dans le cas d'une répartition linéaire des sous pressions et une poussée des sédiments "Es" est égale à 150 KN (Figure 4). On notera que la force hydro-sismique est égale :  $F_s = 0,66 C_e \alpha_h H_1 \gamma_w (H_1/H_{max})^{1/2}$

b)- Déterminer dans le cas extrême, la valeur de la poussée des sédiments favorisant l'instabilité du barrage. En déduire alors, la côte correspondante pour  $\gamma_s = 16,5 \text{ KN}^\circ$

$\gamma_b = 24,0 \text{ kN/m}^3$  ;  $\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$  ;  $C = 150 \text{ kN/m}^2$  ;  
 $\varphi = 59^\circ$  (béton-rocher) ; Côte PHE = 26,0 m. ;  
 Coefficient d'accélération sismique horizontale  $\alpha_h = 0,15$  ,  
 Facteur de pression  $C_e = 0,72$  ;  
 Coefficient de réduction de surface des sous pressions totale  $\eta = 0,70$

Type de situation	Normale	Exceptionnelle	Extrême
$K_{adm}$	1,33	1,10	1,05

On suppose que :  $E_s = \frac{1}{2} \sqrt{0,25} \gamma_s \cdot h_s^2$  ,  $h_s$  : hauteur des sédiments

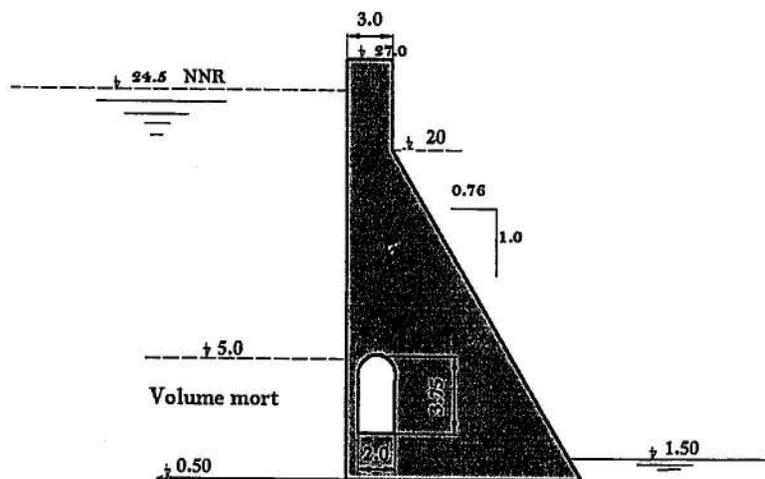
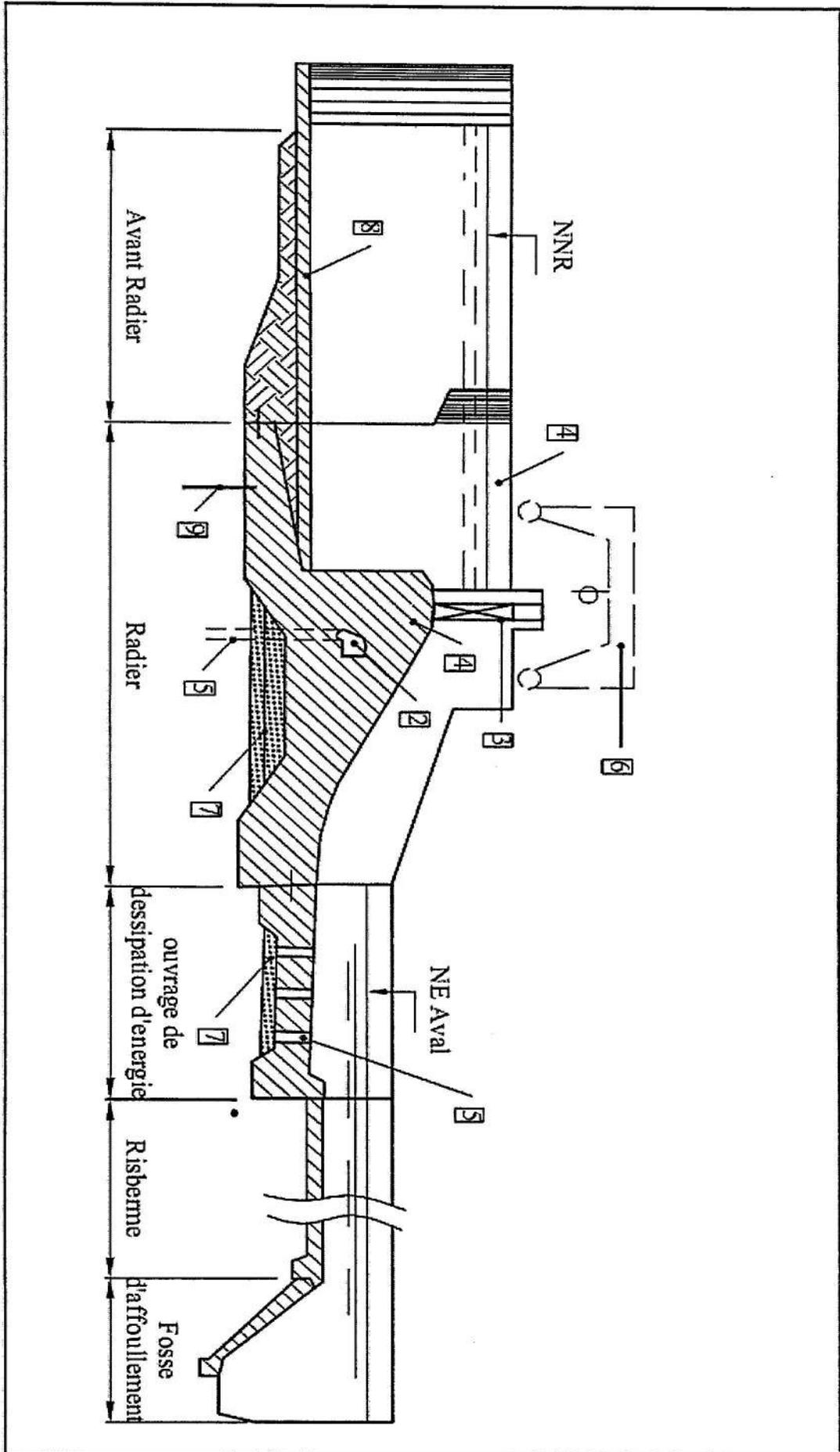


Figure 5

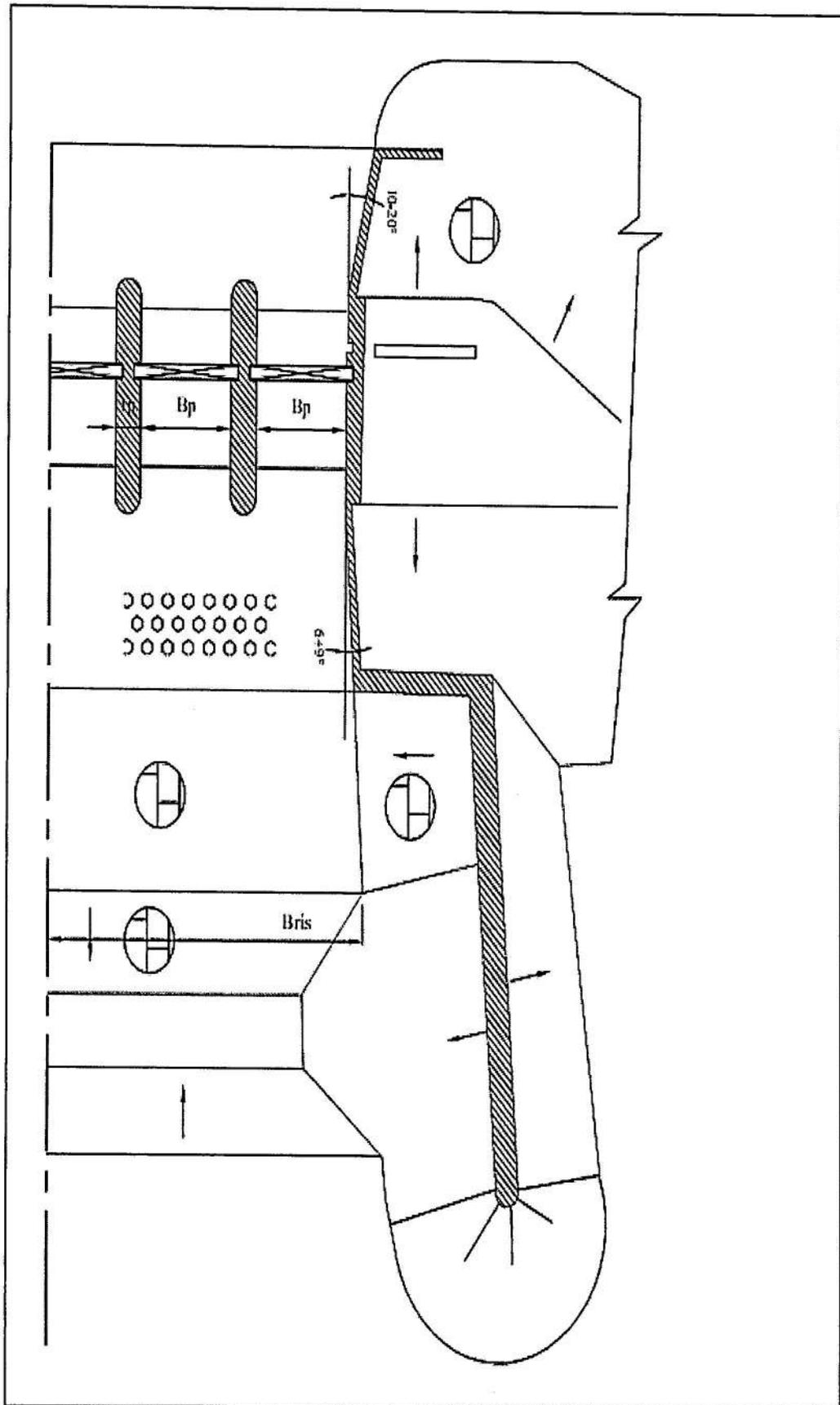
# **ANNEXES**

Annexe-1



Coupe transversale d'un barrage déversoir sur fondation non rocheuse

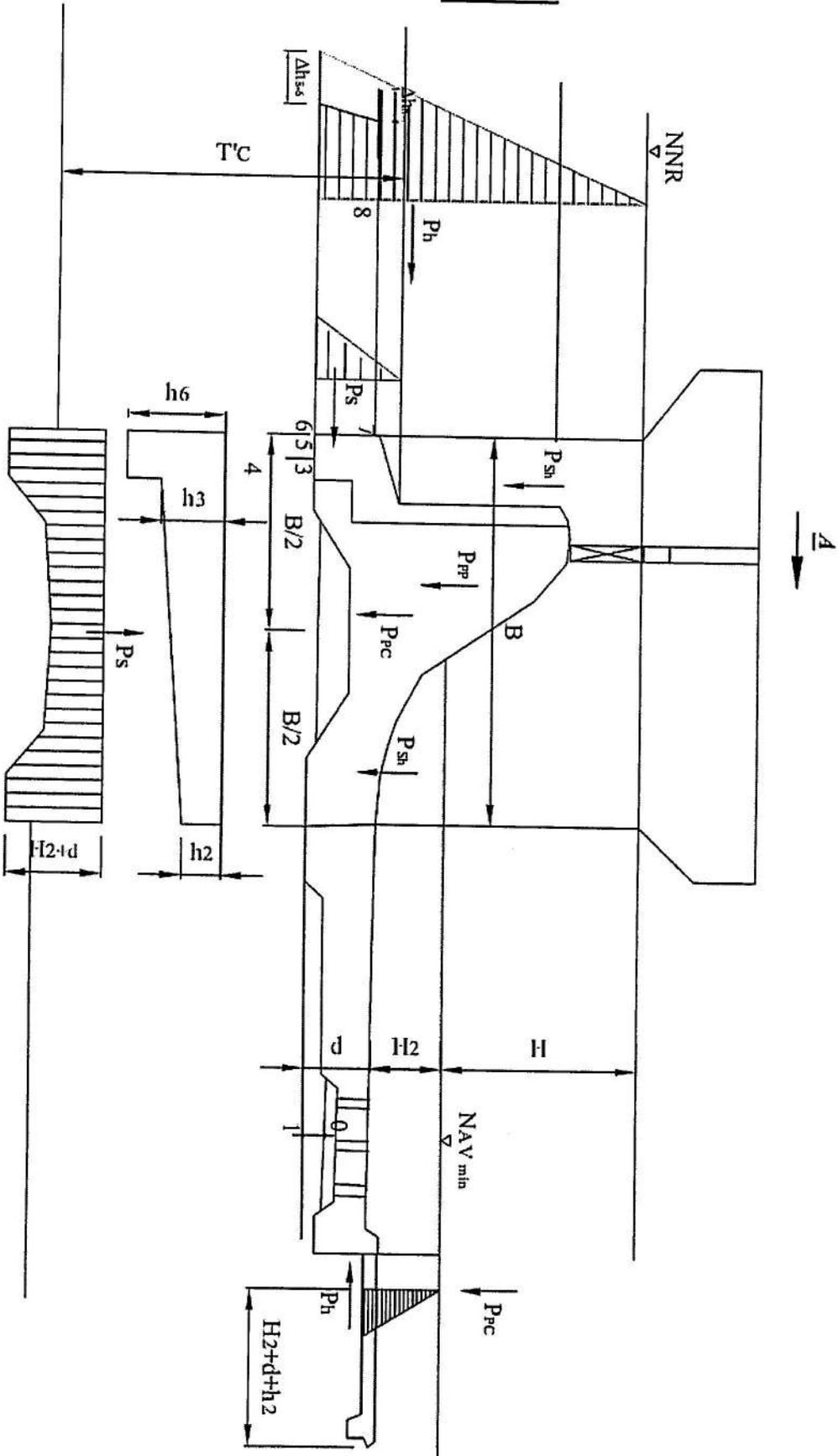
**Annexe 2**



Vue en plan (sans le pont)

**Annexe-3**

Schéma de calculs des différentes charges s'exerçant sur le barrage déversoir

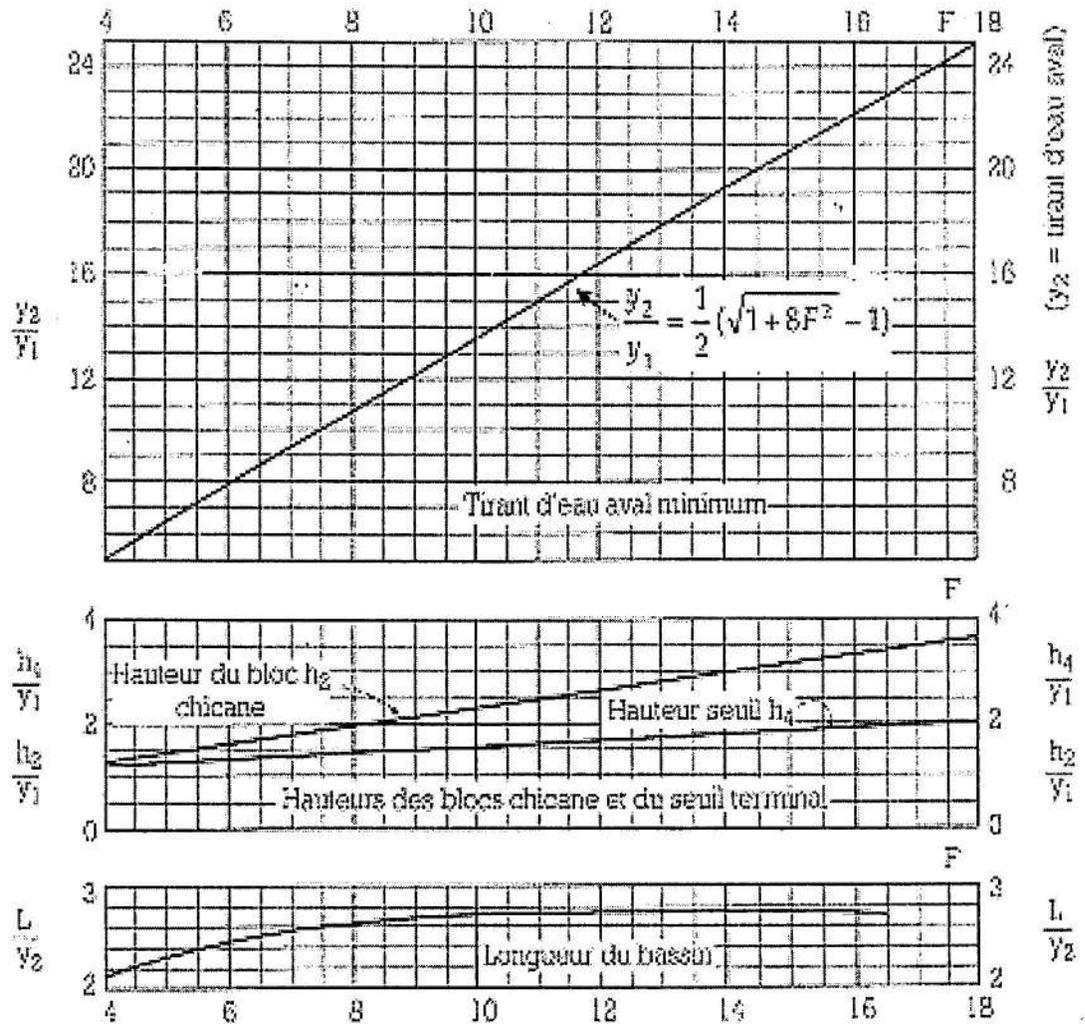
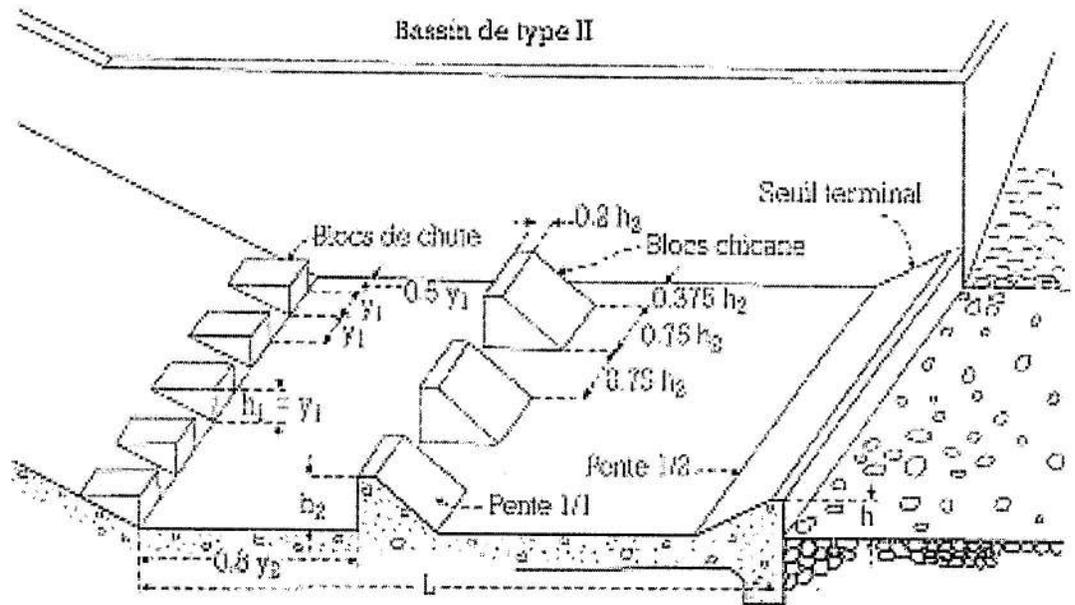


### Annexe-4

Tableau des valeurs de la fonction Auxiliaire  $\phi(\tau_{ct})$  pour le calcul du raccordement dans le bief aval des ouvrages de déversement

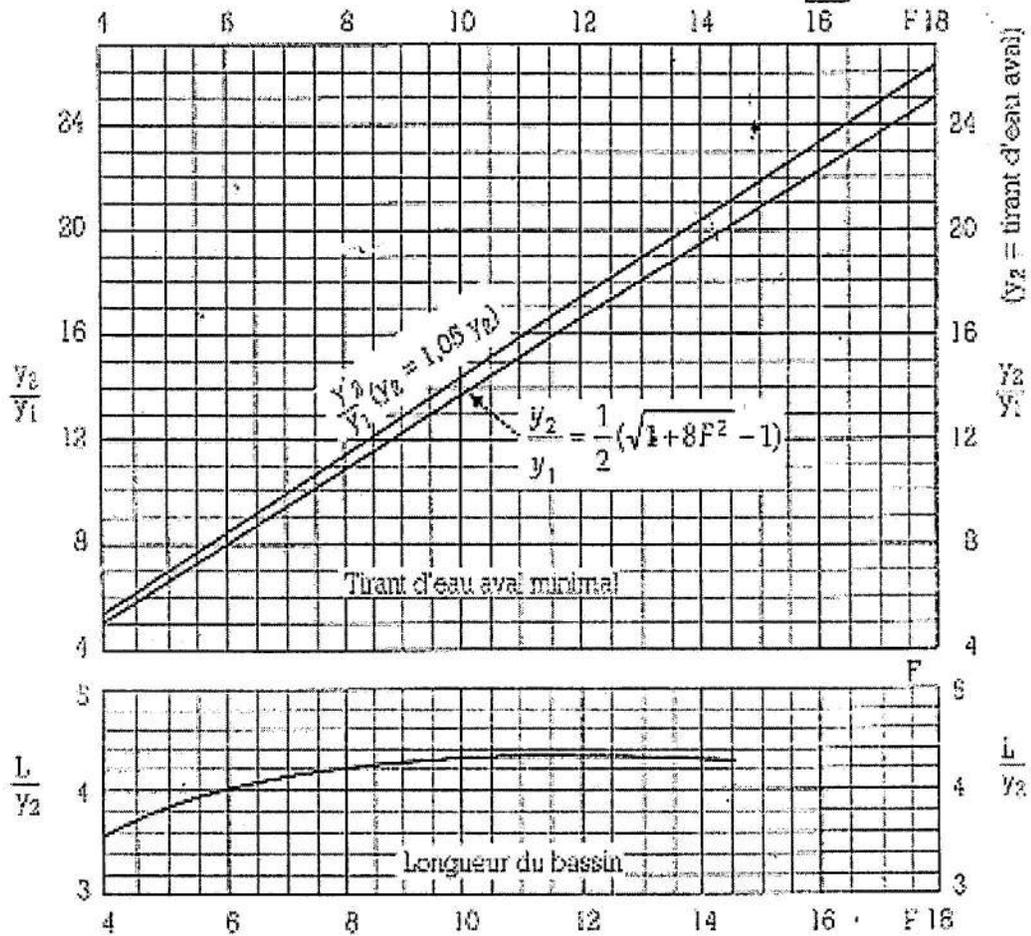
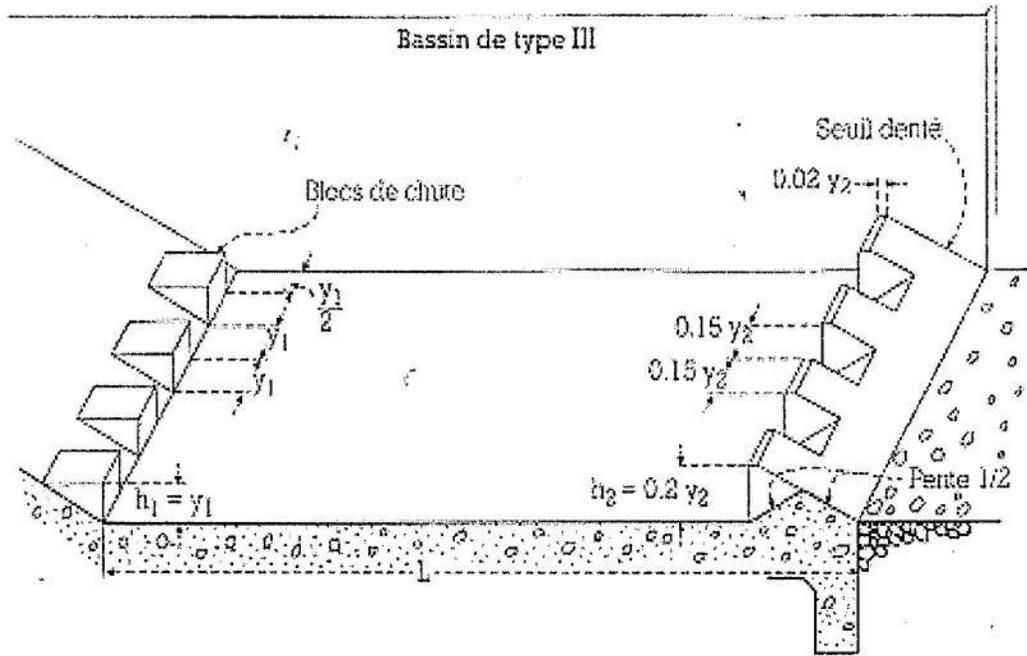
$\phi(\tau_{ct})$	$\tau'_{ct}$	$\tau''_{ct}$				
		$\varphi=0,80$	$\varphi=0,85$	$\varphi=0,90$	$\varphi=0,95$	$\varphi=1,00$
0,0044	0,001	0,0501	0,0532	0,0564	0,0696	0,0627
0,0089	0,002	0,0705	0,0740	0,0794	0,0839	0,0884
0,0133	0,003	0,0861	0,0916	0,0971	0,1026	0,1081
0,0177	0,004	0,0990	0,1053	0,1116	0,1179	0,1242
0,0221	0,005	0,1104	0,1114	0,1245	0,1315	0,1386
0,0265	0,006	0,1206	0,1283	0,1360	0,1438	0,1535
0,0309	0,007	0,1299	0,1383	0,1466	0,1549	0,1633
0,0353	0,008	0,1386	0,1475	0,1564	0,1653	0,1742
0,0397	0,009	0,1467	0,1541	0,1636	0,1750	0,1844
0,0441	0,010	0,1543	0,1642	0,1742	0,1841	0,1941
0,0550	0,0125	0,1716	0,1827	0,1938	0,2049	0,2160
0,0660	0,0150	0,1871	0,1993	0,2114	0,2236	0,2357
0,0768	0,0175	0,2012	0,2143	0,2274	0,2405	0,2536
0,0877	0,0200	0,2142	0,2282	0,2422	0,2562	0,2702
0,0985	0,0225	0,2263	0,2411	0,2559	0,2707	0,2856
0,1094	0,0250	0,2376	0,2532	0,2683	0,2844	0,3000
0,1201	0,0275	0,2483	0,2645	0,2809	0,2973	0,3136
0,1309	0,0300	0,2584	0,2754	0,2924	0,3095	0,3265
0,1523	0,035	0,2771	0,2954	0,3138	0,3321	0,3505
0,1736	0,040	0,2942	0,3137	0,3334	0,3529	0,3724
0,1948	0,045	0,3100	0,3306	0,3513	0,3720	0,3927
0,2159	0,050	0,3246	0,3464	0,3681	0,3899	0,4116
0,2369	0,055	0,3383	0,3610	0,3838	0,4065	0,4293
0,2755	0,060	0,3511	0,3748	0,3985	0,4222	0,4459
0,2784	0,065	0,3633	0,3879	0,4124	0,4370	0,4616
0,2991	0,070	0,3747	0,4002	0,4256	0,4510	0,4765
0,3196	0,075	0,3865	0,4118	0,4381	0,4643	0,4906
0,3399	0,080	0,3959	0,4229	0,4500	0,4770	0,5041
0,3602	0,085	0,4057	0,4335	0,4613	0,4891	0,5169
0,3804	0,090	0,4151	0,4436	0,4721	0,5006	0,5291
0,4004	0,095	0,4240	0,4532	0,4824	0,5116	0,5409
0,4597	0,110	0,4486	0,4798	0,5109	0,5420	0,5732
0,4987	0,120	0,4634	0,4957	0,5280	0,5603	0,5927
0,5752	0,140	0,4869	0,5240	0,5585	0,5930	0,6275
0,6496	0,160	0,5120	0,5484	0,5847	0,6211	0,6576
0,6861	0,170	0,5220	0,5592	0,5955	0,6337	0,6710
0,7557	0,190	0,5398	0,5786	0,6175	0,6564	0,6953
0,8268	0,210	0,5551	0,5954	0,6366	0,6760	0,7164
0,8941	0,230	0,5681	0,6096	0,6512	0,6928	0,7345
0,9269	0,240	0,5738	0,6159	0,6581	0,7003	0,7446
0,9908	0,260	0,5838	0,6270	0,6702	0,7135	0,7569

## Annexe-5



**Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour  $Fr > 4,5$  et une vitesse à l'entrée du bassin  $V_1 < 15$  m/s (Extrait du *Design of Small Dams*)**

## Annexe-6



**Détermination des caractéristiques du bassin de dissipation pour  $Fr > 4,5$  et une vitesse à l'entrée du bassin  $V_1 \geq 15$  m/s (Extrait du Design of Small Dams)**

## **Au sujet de l'ouvrage**

*Il permet aux étudiants et ingénieurs des bureaux d'études de suivre la méthodologie d'étude et la démarche adéquate de dimensionnement d'un barrage déversoir, servant pour la régulation ou la dérivation des eaux. l'objectif assigné est d'apporter les enseignements de calculs hydrauliques, un volet capital à la compréhension des phénomènes qui se produisent dans la conception et le dimensionnement des ouvrages hydrotechniques. Sans omettre, le calcul de stabilité et de résistance afin de garantir une sécurité à l'ouvrage.*

## **Au sujet de l'auteur**

*M.K. MIHOUBI est Diplômé de l'Ecole Nationale Polytechnique (ENP) d'Alger, docteur d'état en hydraulique, Maître de Conférences à l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH), chargé depuis plus dix huit ans du module ouvrages hydrotechniques et Exploitation des barrages. Il est chercheur associé au niveau du Laboratoire de Recherches Science de l'Eau (LRS-Eau).*

*Plusieurs missions administratives lui ont été confiées dont chef de département de spécialités (1995-1997), formation continue (1997 à 2000) et puis sous directeur chargé des affaires pédagogiques à l'ENSH (2000 à 2005). Actuellement occupe le post de chef de département en graduation*

### **Contact de l'auteur :**

Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique (ENSH)

B.P 31 Blida (09000).

Site Web : [www.ensh.dz](http://www.ensh.dz)

E-mail : [mihkam@ensh.dz](mailto:mihkam@ensh.dz)



**M.K. MIHOUBI**

ISBN :xxxxxxx-xxxxxx