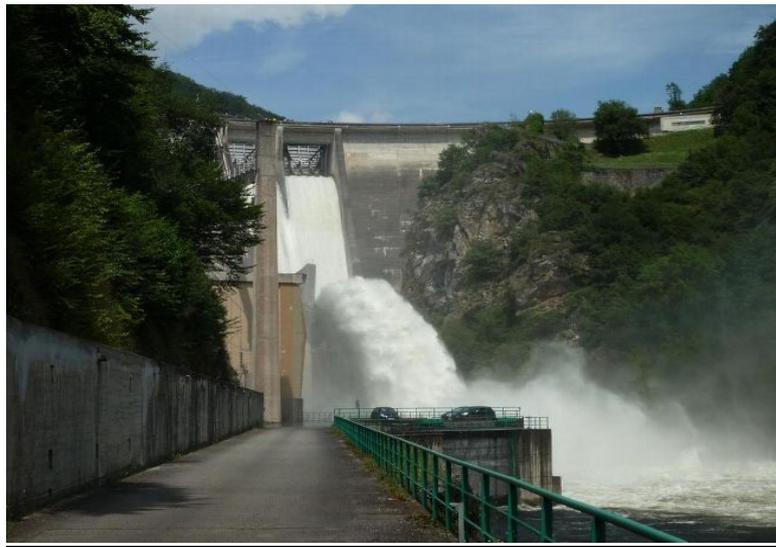


**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

**Université Abderrahmane Mira de Bejaia**



**Faculté de Technologie**  
**Département d'Hydraulique**



**Polycopié de cours**

**(Licence)**

**Options : Ouvrages et Aménagements Hydrauliques**

**Matière**

**AMENAGEMENTS HYDRAULIQUES**

Présenté par:

**Dr. BRAKENI Abderrezak**

*Maître de Conférences « B »*

*juillet 2019*

## **AVANT-PROPOS**

Les ouvrages hydrauliques annexes, tels la dérivation provisoire, la vidange de fond, la prise d'eau et l'évacuateur de crue sont le plus souvent des constructions en béton, qui sont, à cause de leur rigidité, sensibles aux tassements différentiels. La sécurité des barrages pendant la construction dépend avant tout du bon fonctionnement de la dérivation provisoire et pendant l'exploitation celle de l'évacuateur de crues ainsi de la vidange de fond. Le bon fonctionnement de la prise d'eau est également important pour la sécurité mais influence surtout l'exploitation économique du barrage.

La capacité d'évacuation et sécurité de l'ouvrage sont donc les deux questions essentielles que pose l'étude d'un évacuateur de crues, étude qui va être nuancée par le type de l'évacuateur. Dans un essai de classification, on peut distinguer les évacuateurs suivant la hauteur de chute entre niveau amont  $Z_{amont}$  et niveau aval  $Z_{aval}$ . Cette distinction physique qui prend en compte implicitement l'énergie à dissiper est toute relative et dépendra beaucoup de la qualité géologique et mécanique des terrains qui reçoivent l'eau à la sortie de l'évacuateur.

Cette diversité de critère de classement des évacuateurs montre qu'il n'y a pas de solutions stéréotypées et c'est ce qui conforte l'intérêt de l'étude particulière sur modèles réduits. Mais, en gros, dans la plupart des ouvrages d'évacuations, on retrouve les éléments suivants :

- un déversoir amont droit, frontal, latéral, circulaire pour les puits (qui peut être parfois remplacé ou complété par des vannes de fond).
- un canal d'évacuation à forte pente appelé souvent "coursier" lorsqu'il est suffisamment long (ouvrage de moyenne et haute chute). Il peut se terminer par un rétrécissement ou un relèvement du fond ou du radier pour créer un jet ou une nappe d'eau dont l'énergie sera partiellement dissipée par frottement dans l'air.
- un dispositif de réception aval dont la fonction est de dissiper l'énergie cinétique résiduelle de l'eau (qui est pratiquement toute l'énergie due à la chute dans le cas des chutes basses). On parle souvent de fosse d'amortissement naturelle (lorsque le jet liquide creuse un trou où il se jette en tourbillon) ou artificielle (lorsque l'homme veut circonscrire la dissipation d'énergie).

Ce présent polycopié de cours sur les aménagements hydrauliques est destiné plus particulièrement aux étudiants de cycle LMD (Licence) en hydraulique. Il s'inscrit dans les programmes de formation et de préparation de l'étudiant à réaliser ses projets de cours et ses mémoires de fin de cycles.

Il s'articule autour de plusieurs chapitres principaux, qui peuvent se résumer comme suit :

1. Rappel sur les canaux à ciel ouvert ;
2. Les évacuateurs de crues ;
3. Les dissipateurs d'énergie ;
4. Ouvrages de prise et de vidange de fond.

## ***LISTE DES FIGURES***

Fig.1. Schéma de l'écoulement dans un lit ouvert	02
Fig.2. Canal à section trapézoïdal	06
Fig.3. Canal à section parabolique	07
Fig.4. Courbe de $k$ en fonction de la largeur de canal $b$	11
Fig.5. Courbe de $h$ en fonction de $k$	12
Fig.6. Courbe de $h$ en fonction de $k$	13
Figure.7. Les diverses phases de la destruction d'un barrage en terre par submersion	10
Figure.8. Déversoir central	11
Fig.9. Evacuateur en tulipe	12
Fig.10. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage	15
Fig.11. Evacuateurs a siphon	16
Fig.12. Evacuateur en saut de ski	19
Fig.13. Bassin d'amortissement	20
Fig.14. Bec déviateur	20
Fig.15. Cuvettes de dissipation (Extrait de « Design of Small Dams »	21
Fig.16.Types de dissipateurs à changement local.	21
Fig.17. Blocs dissipateurs de forme standard USBR.	25
Fig.18. Détermination des caractéristiques du ressaut en fonction du nombre de Froude	25
Fig.19. Caractéristiques d'une petite chute	26
Fig.20. $\mu = f(H/B)$ . Coefficient de débit d'un déversoir	27
Fig.21. Déversoir en écoulement dénoyé	28
Fig.22.Déversoir à seuil normal	30
Fig.23. Réduction du coefficient de débit d'un seuil normal en écoulement noyé	32
Fig.24.Evacuateur en puits	36
Fig.25. Evacuateur en puits noyé	37
Fig.26. Schéma d'un siphon rectangulaire	39
Fig.28. Section mouillé dans une courbe du coursier	40
Fig.29. Ouvrages de prise d'eau	42
Fig.30. Canal de prise d'eau a niveau libre	43
Fig.31.Canal de prise d'eau à niveau contrôlé	43
Fig.32. Exemples d'emplacement pour une prise d'eau combinée avec un barrage en béton	44
Fig.33. Mesure pour réduire les courants secondaires et les zones d'eau stagnante	45
Fig.34. Destruction des zones d'eau stagnantes par un appareil d'injection	45

Fig.35. Précautions constructives pour empêcher l'entraînement d'air dans la prise à l'aide de grilles flottantes	46
Fig.36. Conduite de vidange à écoulement libre	47
Fig.37. Schéma d'un dispositif de dévasement	49

### ***LISTE DES TABLEAUX***

Tableau .1. Valeurs du coefficient $k$ pour calculer la vitesse d'affouillement	05
Tableau.2. Valeurs de $N(\tau)$ pour calculer le périmètre mouillé	07

### ***LISTE DES PHOTOS***

Photo 1. Evacuateurs a entonnement latéral et frontal. (Photo- Irstea - G2DR).	17
Photo 2. Clapets commandés par vérins. (Photo- Irstea - G2DR).	17
Photo 3. Hausse Hydroplus. Exemple d'évacuateur équipé de hausses fusibles Hydroplus. (Source G. Degoutte Cours ISBA 2012)	18

## **TABLE DES MATIERES**

Avant-Propos

### **Chapitre I. Rappel sur les canaux à ciel ouvert**

I.1. Notions générales. Formules de calcul principales. ....	1
I.2. Problèmes essentiels du calcul hydraulique des canaux. ....	2
I.2.1. Principaux types de problèmes. ....	3
I.2.1.1. Problèmes de premier type. ....	3
I.2.1.2. Problèmes de deuxième type. ....	3
I.2.1.3. Problèmes de troisième type. ....	3
I.2.1.4. Problèmes de quatrième type. ....	4
I.3. Vérification du canal à l'affouillement et à l'envasement. ....	5
I.4. Eléments hydrauliques de la section transversale des canaux. ....	5
I.4.1. Canaux à section transversale trapézoïdale. ....	5
I.4.2. Canaux à section transversale parabolique. ....	6
I.5. Expressions simplifiées pour les éléments hydrauliques de la section liquide pour lits larges. ....	8
I.6. Formules pour déterminer le coefficient de Chézy ( $C, m^{0.5}/s$ ). ....	8
I.7. Exemples d'exercices des principaux types : ....	9
I.8. Exercices à résoudre : ....	13

### **Chapitre II. Evacuateurs de crues**

II.1. Facteurs intervenants dans le choix du type d'évacuateur : ....	14
II.2. Nécessité d'une bonne évacuation des crues. Danger de submersion ....	14
II.3. Différents types d'évacuateurs de crue. ....	16
II.3.1. Evacuateurs de surface ....	16
II.3.2. Evacuateurs équipés de seuils mobiles. ....	19
II.3.3. Evacuateurs en charge ....	20
II.3.4. Fonctionnement du Siphon. ....	21
III. Autres organes hydrauliques. ....	22
VI. Surveillance des évacuateurs de crues. ....	23
V. Génie civil et fonctionnement. ....	23

### **Chapitre III. Les dissipateurs d'énergie**

III.1. Introduction ....	25
III.2. Becs déviateurs. ....	25
III.3. Cuvettes et dissipation submergées. ....	26
III.4. Blocs dissipateurs. ....	28
III.5. Bassin à ressaut. ....	29
III.6. Bassins de type prolongé. ....	31
III.7. Calculs hydrauliques des évacuateurs de crue. ....	32

III.7.1. Déversoir.....	32
III.7.2. Déversoirs circulaires. ....	35
III.7.4. Siphon .....	37
III.7.5. Chenal d'écoulement. ....	38
III.7.6. Coursier.....	40

## **Chapitre VI. Ouvrages de prise d'eau et de vidange**

VI.I. Prise d'eau .....	43
VI.I.1. Introduction. ....	43
VI.I.2. Types et emplacements possibles.....	44
VI.I.3. Prises d'eau avec barrages en béton.....	45
VI. I.4. Dimensionnement et géométrie de l'entrée d'une prise d'eau.....	46
VI.I.5. Mesures constructives contre la formation des vortex.....	46
VI.II. Vidange de fond.....	48
VI.II.1. Introduction.....	48
VI.II.2. Résistance des conduites de prise et de vidange aux sollicitations mécaniques....	49
VI.II.3. Conclusion sur la mise en place des conduites.....	50
VI.III. Dispositif de dévasement. ....	50
<b>Références Bibliographiques.....</b>	<b>51</b>

# Chapitre I

## Rappel sur les canaux à ciel ouvert.

## **CHAPITRE I**

### **Rappel sur les canaux à ciel ouvert.**

#### **I.1. Notions générales. Formules de calcul principales.**

Ce chapitre est consacré au cas le plus simple de l'écoulement de l'eau dans un lit ouvert. L'écoulement de l'eau dans un lit ouvert est appelé à surface libre, a lieu sous l'action des forces de gravité et est caractérisé par une présence obligatoire d'une surface libre du courant, c'est-à-dire d'une telle frontière de séparation le long de laquelle le courant est en contact, avec un milieu gazeux, en général, l'air sous pression atmosphérique. Lorsqu'on choisit une telle approche à la notion du lit ouvert, on peut y rapporter les cas de l'écoulement de l'eau dans les tuyaux au remplissage partiel de ces derniers.

Il faut souligner que l'écoulement de l'eau libre est un phénomène beaucoup plus compliqué que l'écoulement en charge parce que la présence d'une surface libre entraîne les variations des sections liquides suivant la longueur du courant même en cas d'obstacles insignifiants, il exige l'étude des processus de formation des ondes et, parfois nécessite la prise en considération de l'influence des forces tensio-actives, etc. Les courants à surface libre peuvent être permanents, non permanents, uniformes et non uniformes.

Tous les lits peuvent être subdivisés en deux catégories : lits naturels et artificiels. On rapporte aux lits naturels les rivières, les ruisseaux, les écoulements par les talwegs et les ravins, etc. Les lits artificiels sont les canaux, les canaux sur appuis, les galeries, les tuyaux de drainage et d'autres tuyaux partiellement remplis, autrement dit la plupart des ouvrages de ce type utilisés dans la pratique hydrotechnique et d'aménagement des eaux.

Ultérieurement, nous allons utiliser la notion d'un lit ouvert prismatique artificiel ou tout court lit prismatique. On mettra dans cette catégorie des lits ouverts ceux dont les paramètres (sauf la profondeur) caractérisant la forme de la section transversale restent constants en toute longueur du lit. Par exemple, un canal rectangulaire est considéré prismatique si la largeur de son fond ne change pas longueur, sinon on a un lit ouvert non prismatique. A noter, les lits non prismatiques peuvent avoir un caractère régulier et irrégulier de variation des paramètres de la section transversale en longueur.

Ainsi, un canal rectangulaire à largeur du fond constamment augmentant, ou diminuant possède un caractère régulier variable du paramètre, en longueur et vice versa. De ce point de vue, les lits naturels sont en général, non prismatiques et possèdent le caractère irrégulier variable des paramètres de la section transversale.

#### **Conditions de l'écoulement uniforme dans un lit ouvert.**

Sur la surface libre des courants sans charge s'établit une pression constante, en général, celle atmosphérique. C'est pourquoi, pour ces courants la pente piézométrique correspond à la pente de la surface libre, autrement dit  $I_p = I_{\text{libre}}$  .(voir figure 1).

Auparavant, on a déterminé que pour les courants uniformes la pente piézométrique est égale à la pente hydraulique,  $I_p = I$ . Par conséquent, l'écoulement uniforme à surface libre peut exister si l'égalité est remplie :

$$I = I_p = I_{libre} \quad (1)$$

Mais pour cela, il est nécessaire que la grandeur ( $\alpha v^2/2g$ ) reste constante en longueur du courant. Ceci n'est possible qu'à des conditions suivantes :

- 1) Le débit de l'eau dans le lit est constant ( $Q = \text{const}$ ) ;
- 2) le lit est prismatique ;
- 3) la profondeur  $h$  du courant est constante en sa longueur (voir figure 1) ;
- 4) la ligne de fond ne se casse pas, c'est-à-dire à une pente constante.  
(  $i = \sin \alpha = \text{const}$ ) ;
- 5) la rugosité du fond et des parois du lit est constante en longueur ( $n = \text{const}$ )

6) les résistances locales sont absentes.

Il découle de ces conditions que pour les courants uniformes dans les lits ouverts doivent être remplies les égalités suivantes :

$$S = \text{const}; P_m = \text{const}; R = \frac{S}{P_m}; I_{libre} = i \quad (2)$$

Les lignes de la surface libre et du fond sont parallèles puisque  $h = \text{const}$

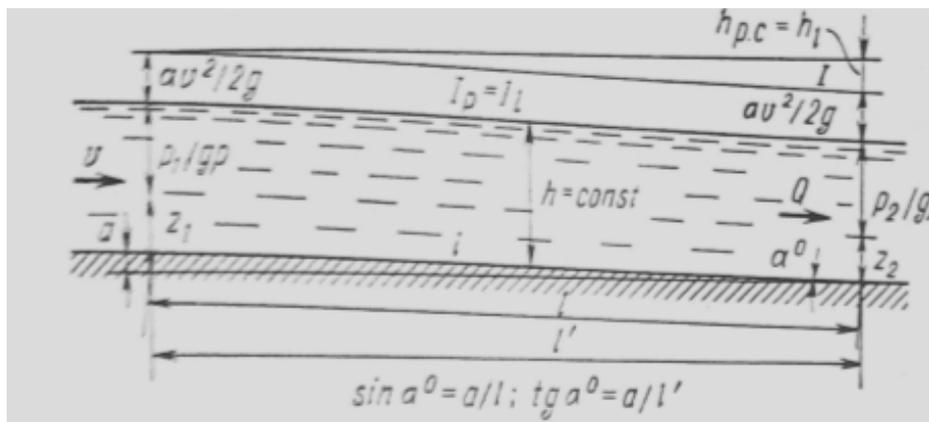


Fig.1. Schéma de l'écoulement uniforme dans un lit ouvert.

## I.2.Problèmes essentiels du calcul hydraulique des canaux.

En analysant les formules  $v = C\sqrt{Ri}$ ,  $Q = SC\sqrt{Ri}$  on aboutit à la conclusion que l'écoulement uniforme de l'eau dans les canaux trapézoïdaux est caractérisé par sept paramètres  $Q, n, i, b, h, m, v$  et dans les canaux paraboliques par six paramètres :

$Q, n, i, p, h, v$ .

Comme le nombre d'équations indépendantes est égal à deux, le problème de calcul hydraulique sera déterminé si le nombre de paramètres inconnus ne dépasse pas non plus deux. Sinon, il faut tenir compte des conditions complémentaires.

### I.2.1. Principaux types de problèmes.

Tout d'abord il faut noter que parmi les paramètres indiqués, on connaît en général le coefficient d'écartement, de talus  $m$  et le coefficient de rugosité  $n$ . En tenant compte de ce fait, on peut subdiviser les types de problèmes relatifs au calcul hydraulique en quatre groupes

Les problèmes de premier type : sont donnés tous les éléments de la section liquide du canal ; à déterminer  $Q$  et  $v$  ou  $i$  et  $v$ .

Les problèmes de deuxième type : sont donnés  $Q$ ,  $t$  et un des éléments de la section liquide ; à déterminer l'élément inconnu de la section liquide et la vitesse moyenne  $v$  de l'eau.

Les problèmes de troisième type : sont donnés  $Q$  et  $i$  ; à déterminer les éléments de la section liquide du canal et la vitesse moyenne  $v$ .

Les problèmes de quatrième type diffèrent de ceux de troisième type par le fait que la vitesse moyenne  $u$  est considérée en tant que grandeur connue.

#### I.2.1.1. Problèmes de premier type.

Ces problèmes n'exigent pas d'explications particulières. Les paramètres inconnus sont déterminés à l'aide des formules  $v = C\sqrt{Ri}$ ,  $Q = SC\sqrt{Ri}$  après la détermination de  $S$ ,  $P_m$ ,  $R$ ,  $C$  avec formules et relations ci-indiquées.

#### I.2.1.2. Problèmes de deuxième type.

Dans ce cas-là, il faut déterminer un des éléments de la section liquide ( $b$  ou  $h$  pour la section trapézoïdale et  $p$  ou  $h$  pour la section parabolique) et la vitesse moyenne  $u$ . Comme  $Q$  et  $i$  sont donnés, on peut trouver tout d'abord la caractéristique de débit  $K = Q/\sqrt{i}$ , on utilisant la formule  $Q = K/\sqrt{i}$ . Pourtant, la résolution ultérieure se fait par sélection parce que l'expression  $K = SC\sqrt{R}$  ne permet pas d'obtenir les éléments de la section liquide sous forme explicite. Donc, lorsqu'on résout les problèmes de deuxième type ; on prend une série de valeurs du paramètre inconnu et on calcule les valeurs de  $K_i$  respectives jusqu'au moment où  $K_i$  calculé devient égal à  $K$  imposé. Après la détermination du paramètre inconnu de la section liquide, on détermine  $S$  et  $v$ .

#### I.2.1.3. Problèmes de troisième type.

Les problèmes de ce type supposent la détermination de trois paramètres :  $b$ ,  $h$ ,  $u$  pour les canaux trapézoïdaux et  $p$ ,  $h$ ,  $u$  pour ceux paraboliques, c'est-à-dire ils sont indéterminés du point de vue hydraulique. Pour rendre les problèmes univoques, on utilise les conditions auxiliaires suivantes.

1) Canaux trapézoïdaux :

a) le canal doit avoir la section la plus avantageuse compte tenu des relations suivantes :

$$\bullet \beta_{h,avant} = \frac{b_{h,avant}}{h_{h,avant}} = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \quad (3)$$

$$\bullet \beta = 3\sqrt{Q} - m \quad (4)$$

2) Canaux paraboliques

a) le canal doit avoir la section la plus avantageuse avec  $\tau_{h.avant} = \frac{h_{h.avant}}{P_{h.avant}} = 1.8856$

b) le canal doit avoir le rapport  $B/h$  donné.

Mais il ressort alors que la résolution des problèmes de ce type se ramène à la résolution des problèmes de deuxième type par le même procédé de sélection. Ainsi, après avoir déterminé  $K$ , on prend, par exemple, les valeurs de  $h_i$  et, en partant de la condition auxiliaire que  $b_i$  ou  $P_i$  a les valeurs correspondantes, on calcule  $K_i$  ensuite, sur la courbe, on trouve  $h$  et ainsi de suite.

**I.2.1.4. Problèmes de quatrième type.**

Dans les problèmes de quatrième type, il faut déterminer les éléments de la section liquide du canal, mais la valeur de  $v$  est préalablement donnée. La valeur de  $v$  est, en général, choisie conformément aux inégalités  $v \geq v_{aff}$  et  $v \geq v_{env}$  si elle n'exclue pas l'une l'autre.

En transformant la formule  $v = C\sqrt{Ri}$  sous la forme  $C\sqrt{R} = v/\sqrt{i}$ , on trouve par sélection la valeur de  $R$  comme  $n$  est donnée.

La valeur de  $R$  étant connue, on établit un système de deux équations :

- Pour les canaux trapézoïdaux

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{Q}{v} = bh + mh^2 \\ P_m &= \frac{S}{R} = b + 2h\sqrt{1+m^2} \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

- Pour les canaux paraboliques.

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{Q}{v} = \frac{4}{3}h\sqrt{2p}\sqrt{h} \\ P_m &= \frac{S}{R} = p\left[\sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau})\right] \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

Le système (1) est résolu directement par rapport à  $b$  et  $h$ , alors que le système (2) est résolu par sélection relativement à  $p$  et  $h$ .

A noter que si la valeur de  $v$  est donnée incorrectement, les problèmes de ce type n'ont pas de solution.

### I.3. Vérification du canal à l'affouillement et à l'envasement.

Après avoir terminé les calculs pour les problèmes des trois premiers types, on doit vérifier les conditions de l'affouillement et de l'envasement en utilisant les inégalités  $v \leq v_{aff}$ .

Pour déterminer préalablement de la vitesse d'affouillement, on peut utiliser, en cas de manque de données des éléments hydrauliques, la formule empirique de Ghirshkan :

$$v_{aff} = KQ^{0.1} \quad (7)$$

Les valeurs de  $k$  pour différents types de sol sont données par le tableau 1 :

Tableau.1. Valeurs du coefficient  $k$  pour calculer la vitesse d'affouillement

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

Par conséquent, durant le calcul hydraulique il faut tenir compte de l'inégalité :

$$v \geq v_{envasement} \quad (8)$$

En première approximation (pour les canaux d'irrigation), on peut déterminer  $v_{env}$  en m/s avec la formule :

$$v_{envasement} = AQ^{0.2} \quad (9)$$

Où. A est le coefficient qui dépend de la vitesse limite moyenne de chute  $V$  :

- $A = 0,33$  si  $V < 1,50$  mm/s
- $A = 0,44$  si  $V = 1,5$  à  $3,5$  mm/s
- $A = 0,55$  si  $V > 3,5$  mm/s.

Et Q est en  $m^3/s$ .

### I.4. Eléments hydrauliques de la section transversale des canaux.

Les formes des sections transversales les plus utilisées sont trapézoïdale et parabolique. En ce qui concerne la forme rectangulaire, on peut la considérer comme un cas particulier de la forme trapézoïdale.

#### I.4.1. Canaux à section transversale trapézoïdale.

Sur la figure 2 est représenté un schéma de la section transversale trapézoïdale du canal.

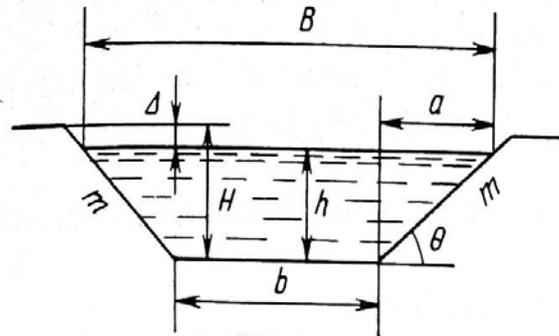


Fig.2.Canal à section trapézoïdal.

Nous allons utiliser les désignations et les termes suivants :

$b$  : largeur du fond du canal ;

$h$  : profondeur de remplissage du canal à l'écoulement uniforme de l'eau ou la profondeur normale de remplissage ;

$H = h + A$  est la hauteur de la section transversale ;

$\Delta$  : la réserve dans les digues ;

$\Theta$  : l'angle d'inclinaison des talus ;

$B$  : largeur du canal suivant la surface de l'eau ;

$m = \cotg \Theta = a/h$  : coefficient d'écartement des talus, pour une section transversale rectangulaire, on a, évidemment  $m = 0$ .

En appliquant les notions et les désignations introduites et les rapports géométriques évidents, nous pouvons écrire les expressions pour les éléments hydrauliques principaux :

➤ Aire de la section liquide :  $S = bh + mh^2 = (b + mh)h$  (10)

➤ Périmètre mouillé :  $P_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$  (11)

➤ Rayon hydraulique :  $R = \frac{S}{P_m} = \frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}}$  (12)

Pour caractériser la section liquide trapézoïdale, on utilise souvent la grandeur :

$\beta = \frac{b}{h}$  . Outre cela, il est évident que :  $B = b + 2mh$

#### I.4.2. Canaux à section transversale parabolique.

Pour la section parabolique correspondant à l'équation  $x^2 = 2py$  ( $p$  est la grandeur linéaire dimensionnée) fig.3, nous avons :

$P$  : paramètre de la parabole ;

- h : la profondeur de remplissage ;
- B : largeur du canal en haut ;
- H : h+ Δ- la hauteur de la section transversale ;
- Δ : la réserve dans les digues ;
- τ = h/p : profondeur relative ;
- m : la pente du talus à la surface de l'eau ;  $m = 1/\sqrt{2\tau}$

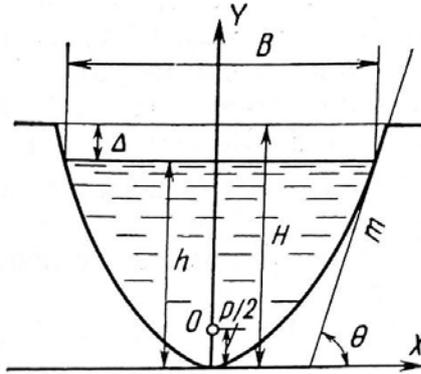


Fig.3.Canal à section parabolique.

Pour les éléments hydrauliques principaux, nous avons les rapports suivants :

➤ Aire de la section.

$$S = \frac{2}{3} B h = \frac{4}{3} h \sqrt{2p} \sqrt{h} = \frac{1.8852}{\sqrt{\tau}} h^2 \quad (13)$$

Puisque  $B = 2\sqrt{2p} \sqrt{h}$

➤ Longueur du périmètre mouillé :

$$P_m = \frac{S}{R} = p \left[ \sqrt{2\tau(1+2\tau)} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau}) \right] \quad (14)$$

Pour déterminer  $P_m$  on peut utiliser les données du tableau 2, qui donne les valeurs de N.

Tableau.2. Valeurs de N (τ)

τ	N	τ	N	τ	N	τ	N
0.001	0.09	0.15	1.15	0.55	2.44	0.95	3.48
0.005	0.20	0.20	1.34	0.60	2.58	1.00	3.61
0.01	0.28	0.25	1.54	0.65	2.71	1.05	3.72
0.02	0.40	0.30	1.71	0.70	2.83	1.10	3.84
0.04	0.57	0.35	1.85	0.75	2.97	1.15	3.97
0.06	0.71	0.40	2.02	0.80	3.10	1.20	4.08
0.08	0.82	0.45	2.16	0.85	3.23	1.25	4.19
0.10	0.93	0.50	2.30	0.90	3.34		

$$N = \sqrt{2\tau\sqrt{1+2\tau}} + \ln(\sqrt{2\tau} + \sqrt{1+2\tau}) \quad (15)$$

Alors,

➤ Périmètre mouillé :  $P_m = pN$  (16)

➤ Rayon hydraulique :  $R = \frac{S}{p_m} = \frac{2Bh}{3pN}$  (17)

**I.5. Expressions simplifiées pour les éléments hydrauliques de la section liquide pour lits larges.**

Pour les lits ouverts larges, lorsque  $B \geq h$ , on peut prendre en première approximation que  $P_m \approx B$ .

Alors :

➤ Pour les lits larges rectangulaires ou trapézoïdaux :

$$\left. \begin{aligned} S &= Bh; \\ P &= B; \\ R &= h; \\ B &= b \end{aligned} \right\} \quad (18)$$

➤ Pour les lits paraboliques:

$$\left. \begin{aligned} S &= \frac{2}{3} Bh; \\ P_m &= B; \\ R &= \frac{2}{3} h; \\ m &= \frac{B/h}{4} \end{aligned} \right\} \quad (19)$$

**I.6. Formules pour déterminer le coefficient de Chézy (C, m<sup>0,5</sup>/s).**

Pour calculer le coefficient de Chézy, on utilise plusieurs formules :

1. Formule de Pavlovski

$$C = \frac{1}{n} R^y \quad (20)$$

Ou,  $n$  est le coefficient de rugosité ;  $R$  est le rayon hydraulique ;  $y$  est l'exposant déterminé par la relation complète :

$$y = 2.5\sqrt{n} - 0.75\sqrt{R}(\sqrt{n} - 0.10) \quad (21)$$

Soit d'après les égalités simplifiées :

$$\left. \begin{aligned} y &= 1.5\sqrt{n} && \text{si } R < 1\text{m} ; \\ y &= 1.3\sqrt{n} && \text{si } R > 1\text{m} . \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

2. Formule d'Agroskine :

$$C = \frac{1}{n} + 17.721g R \quad (23)$$

3. Formule de Manning :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (24)$$

La formule de Manning permet de transformer la formule de Chézy pour obtenir :

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} \quad (25)$$

Ce qui permet parfois de simplifier le calcul hydraulique.

Remarque importante : En conclusion, on doit noter que pour les calculs hydrauliques dans les lits ouverts, tous les éléments des sections liquides et transversales sont calculés en générale en mètre.

## I.7. Exemples d'exercices des principaux types :

### Exemple 1.

Déterminer Q et v dans un canal trapézoïdal, si  $n = 0.025$ ,  $i = 0.002$ ,  $m = 1.25$ ,  $b = 10\text{m}$ ,  $h = 3.5\text{ m}$ .

Solution :

A l'aide des formules (7), (8) on obtient :

$$S = bh + mh^2 = 10 \times 3.5 + 1.25 \times 3.5^2 = 50.30 \text{ m}^2;$$

$$P_m = b + 2h\sqrt{1 + m^2} = 10 + 2 \times 3.5 \sqrt{1 + 1.25^2} = 21.2 \text{ m} ;$$

$$R = \frac{S}{P_m} = 2.37 \text{ m}$$

On trouve d'après les formules les plus utilisées (parmi eux la formule d'Agroskine.)

$$c = \frac{1}{n} + 17.721g R = \frac{1}{0.025} + 17.721g 2.3 = 46.9 \text{ m}^{0.5}/\text{s}.$$

En substituant les valeurs trouvées dans la formule :

$$Q = Sc\sqrt{Ri} = 50.3 \times 46.5 \sqrt{2.37 \times 0.002} = 50.9 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Et enfin ,on détermine la vitesse par la formule  $v = \frac{Q}{S} = \frac{50.9}{50.3} = 1.01 \text{ m/s}.$

**Exemple 2.**

Déterminer i et v dans le canal parabolique, si h= 2,1 m, p= 4m, n =0,0225 et Q=11,7 m<sup>3</sup>/s.

Solution :

On trouve à l'aide des formules (10) et (11) :

$$S = \frac{2}{3}bh = \frac{4}{3}h\sqrt{2p}\sqrt{h} = 4.43 \times 2.1\sqrt{2.4}\sqrt{2.1} = 11.5 \text{ m}^2$$

$p_m = p \times N = 4 \times 2.35 = 9.4 \text{ m}$ , ou N est choisie salon le tableau 1 suivant la valeur de

$$\tau = \frac{h}{p} = \frac{2.1}{4} = 0.52 . \text{ Ensuite, récrivons la formule (3) sous la forme : } i = \frac{Q^2}{S^2 c^2 R}$$

Après avoir calculer C (coefficient de Chézy) en utilisant les différentes formules, on Obtient :

$$i = 0,004 \text{ et la vitesse moyenne : } v = \frac{Q}{S} = \frac{11.7}{11.5} = 1.02 \text{ m/s}$$

**Exemple 3.**

Déterminer la largeur b du fond d'un canal trapézoïdal et la vitesse moyenne v de l'eau, si : Q= 5,2 m<sup>2</sup>/s; i= 0,0006; n= 0,025; m=1,0 et h= 1,2 m.

Solution :

On trouve :  $K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{5.2}{\sqrt{0.0006}} = 213 \text{ m}^3/\text{s} .$

Ensuite, en prenant une série de valeurs de b<sub>i</sub>, on calcule à l'aide des formules connues S<sub>i</sub>, P<sub>mi</sub>, R<sub>i</sub>, C<sub>i</sub> respectivement . On dispose les résultats dans le tableau suivant :

b, m	S, m <sup>2</sup>	P <sub>m</sub> , m	R=S/ P <sub>m</sub> , m	C, m <sup>0.5</sup> /s	C√R	K, m <sup>3</sup> /s
0	1.44	3.39	0.425	33.42	21.6	31.4
0.5	2.04	3.89	0.524	35.05	25.4	51.8
1.0	2.64	4,39	0.577	35.77	27.2	74.6
2.0	3.84	5,39	0.711	37.38	31.5	121.0
2.5	4.44	5,89	0.754	37.84	32.9	146.0
3.0	5.04	6,39	0.789	38.20	33.9	171.0
3.5	5.64	6,89	0.818	38.46	34.8	197.0
4.0	6.25	7,39	0.843	38.69	35.6	220.0

La dernière colonne comporte les valeurs de  $K_i = S_i C_i \sqrt{R_i}$ . D'après les données du tableau ci- dessous, on construit la courbe fig.4.  $K = f(b)$  qui montre que b recherché est égale à 3.85 m.

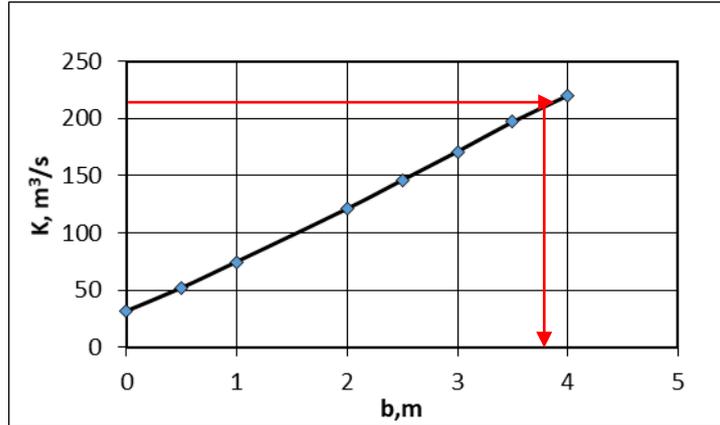


Fig.4. Courbe de  $K$  en fonction de  $b$

Alors :  $S = bh + mh^2 = 3.58 \times 1.2 + 1 \times 1.2^2 = 6.06 \text{ m}^2$  et  $V = Q/S = 5.2/6.06 = 0.860 \text{ m/s}$ .

Exemple 4.

Déterminer la profondeur de remplissage  $h$  d'un canal paraboliques et la vitesse moyenne  $v$ , si :  $Q = 11.2 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $i = 0.0003$ ,  $n = 0.0225$  et  $p = 2.9 \text{ m}$ .

Solution : En prenant les valeurs de  $h_i$ , on trouve  $K_i$  et on construit la courbe  $K=f(h)$ . Les résultats du calcul sont représentés dans le tableau suivant :

$h, \text{ m}$	$\tau = h/p$	$S, \text{ m}^2$	$P_m, \text{ m}$	$R = S/P_m, \text{ m}$	$C, \text{ m}^{0.5}/\text{s}$	$C\sqrt{R}$	$K, \text{ m}^3/\text{s}$
1.5	0.517	5.9	6.82	0.865	43.28	40.3	233.0
2.0	0.690	9.07	8.15	1.112	45.21	47.6	433.0
2.2	0.758	10.48	8.65	1.212	45.83	50.4	530.0
2.4	0.828	11.94	9.20	1.298	46.42	52.9	635.0
2.6	0.896	13.47	9.65	1.397	46.98	55.6	748.0

$$K = \frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{11.2}{\sqrt{0.0003}} = 646 \text{ m}^3/\text{s}.$$

À partir de la courbe (fig.5), on trouve  $h = 2.42 \text{ m}$ .

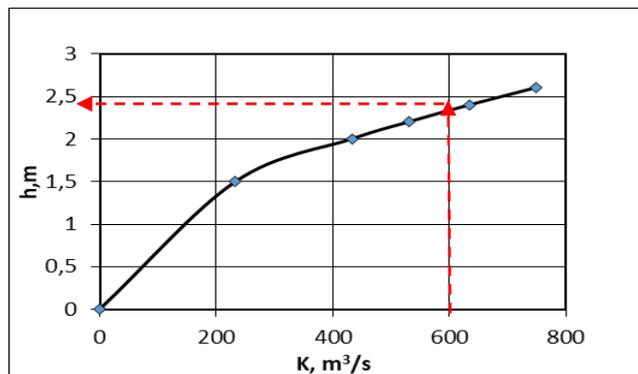


Fig.5. Courbe de  $h$  en fonction de  $K$

Ensuite ,on trouve  $S = \frac{2}{3} Bh = \frac{4}{3} h\sqrt{2p}\sqrt{h} = \frac{4}{3} \times 2.42\sqrt{22.9}\sqrt{2.42} = 12.1 \text{ m}^2$ .

$V = Q/S = 11.2/12.1 = 0.93\text{m/s}$ .

**Exemple 5.** Calculer les éléments b, h et p de la section d'un canal parabolique si  $Q = 9,10\text{m}^3/\text{s}$ ,  $n = 0,025$ ,  $i = 0,0006$ ,  $B/h = 8,0$ .

Solution : On calcul  $K = Q/\sqrt{i} = 9,1/\sqrt{0,0006} = 372 \text{ m}^3/\text{s}$ .

En prenant les valeurs de  $h_i$ , on trouve, tout d'abord  $p_i$  de l'égalité :  $2 p = h/4$ .  $(B/h)^2$  et en sachant que  $B/h=8,0$ . On calcule  $K_i$  et on construit la courbe  $K=f(h)$  présentée par la figure 6 en utilisant les données du tableau suivant :

h,m	P,m	$\tau = h/p$	B=(B/h)h	S=2/3.Bh	$P_m = p N$	R=S/P	C	$C\sqrt{R}$	$K=SC\sqrt{R}$
0,5	4,0	0,125	4,0	1,33	4,16	0,32	31,1	17,70	23,6
1,0	8,0	0,125	8,0	5,33	8,32	0,64	36,6	29,25	156,0
1,25	10,0	0,125	10,0	8,33	11,40	0,73	37,5	32,20	268,0
1,5	12,0	0,125	12,0	12,0	12,48	0,96	39,6	38,87	466,0

On détermine sur la courbe  $h=1,38 \text{ m}$  et à l'aide de l'égalité ci- dessus :

$$2p = 1.38/4. 8^2 = 22.1\text{m} \longrightarrow p = 11.05 \text{ m}.$$

D'après la formule :  $S = \frac{2}{3} Bh = \frac{2}{3} Bh = \frac{2}{3} \left(\frac{B}{h}\right) h^2 = \frac{2}{3} \times 8 \times 1.38^2 = 10.2 \text{ m}^2$

Et alors :  $v = \frac{Q}{S} = \frac{9.1}{10.2} = 0.89 \text{ m/s}$ .

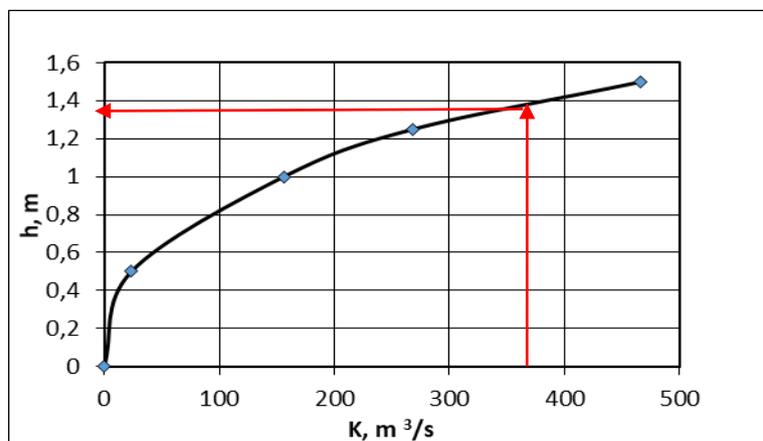


Fig.6.Courbe de h en fonction de K

### I.8. Exercices à résoudre :

- Déterminer la largeur et le débit à écouler à travers un canal parabolique, le coefficient de talus  $m$ , si :  $h_0 = 1.2\text{m}$ ,  $p = 3.0\text{m}$ ,  $n = 0.017$ ,  $i = 0.001$  ;  $m = 1.35$ .

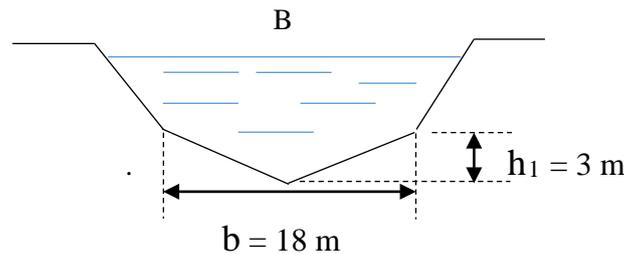
Solution :  $Q = 6.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $m = 1.1$ .

- Déterminer le débit à écouler et la vitesse moyenne de l'écoulement dans un canal de section parabolique si :  $h = 2.1 \text{ m}$  ;  $p = 4$  ;  $i = 0.0004$ .

Solution :  $Q = 11.7 \text{ m}^3/\text{s}$  et  $v = 1.02 \text{ m/s}$

- Calculer la profondeur de remplissage d'un canal de navigation de forme polygonale pour évacuer un débit  $Q = 80 \text{ m}^3/\text{s}$ , si  $i = 0.0001$  ;  $n = 0.0225$ .

Solution :  $h = 6.0 \text{ m}$ .



- Déterminer le paramètre parabolique  $p$  d'un canal de section parabolique si le débit à évacuer est  $Q = 12.9 \text{ m}^3/\text{s}$  ;  $h = 2.1 \text{ m}$  ; sa rugosité  $n = 0.020$  et  $i = 0.0005$ .

Solution :  $p = 3.25 \text{ m}$ .

- Déterminer les éléments de la section d'un canal trapézoïdal destiné pour d'irrigation si le débit à évacuer  $Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$ , la pente du canal est de  $i = 0.0003$  le coefficient de rugosité  $n = 0.020$  et le coefficient de talus  $m = 1.25$ . La vitesse admissible écoulement  $V_{adm} = 1.28 \text{ m/s}$ .

Solution :  $b = 15 \text{ m}$  ;  $h = 2.23 \text{ m}$ . (Après avoir vérifié que  $v \leq v_{adm}$ ).

## Chapitre II

### Evacuateurs de crues

## CHAPITRE II.

### Evacuateurs de crues

La maîtrise des crues est un élément fondamental de la sécurité des barrages ; elle est en grande partie fonction du dimensionnement des évacuateurs de crues et de leur fonctionnement. L'évacuateur de crues est l'organe dans lequel est concentré le débit à évacuer à l'aval en cas de crue. On réduit ainsi l'étendue des zones à protéger vis-à-vis du pouvoir érosif de l'eau. Le sous-dimensionnement ou le dysfonctionnement des évacuateurs de crues constitue une des causes principales de rupture de barrages au niveau mondial : 1/3 des ruptures sont dues à un problème d'évacuateur.

#### II.1. Facteurs intervenants dans le choix du type d'évacuateur :

Les enjeux à l'aval ; le coût de construction ; la qualité des prévisions de crues ; la sismicité de la zone ; les conditions topographiques et géologiques ; le type de barrage : il est possible d'incorporer des évacuateurs de crues aux barrages en béton et de restituer le flot déversant dans le lit principal. Pour les barrages en remblai, l'évacuateur de crues doit être séparé et la réorientation du flot déversant à l'aval pose parfois un problème difficile ; les conditions d'exploitation ; la présence ou l'accès de l'exploitant sur le barrage ; la cinétique des crues.

#### II.2. Nécessité d'une bonne évacuation des crues. Danger de submersion

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue est toujours un phénomène particulièrement dangereux. Une grande proportion des accidents de rupture survenus à des barrages de ce type ont eu pour origine des surverses provenant de crues qui dépassaient les possibilités du dispositif d'évacuation.

La détermination de la crue de projet dont le débit doit transiter à travers les dispositifs évacuateurs de l'ouvrage, sans qu'il en résulte des dégâts ou un danger quelconque est donc très importante pour la conception du projet.

Cette crue de projet ne correspond pas exactement à la crue qui arrive à l'amont de la retenue en raison de l'effet de laminage dû à la montée du plan d'eau.

Le plus souvent l'évacuateur est constitué par un seuil déversant ou un déversoir latéral ou frontal, suivi d'un coursier aboutissant à un bassin dissipateur d'énergie, puis au lit du cours d'eau.

Ce type d'ouvrage est, dans bien des cas, compte tenu de la revanche, susceptible d'absorber des débits de 10 à 30 % supérieurs à celui de la crue de projet sans dégâts très importants. Néanmoins il s'agit là de conditions de fonctionnement anormales, qui présentent des risques et doivent rester exceptionnelles et de courte durée.

Si le débit continue à croître, des débordements commencent à se manifester par-dessus les bajoyers du coursier, puis même par-dessus la digue.

Une surverse prolongée le long des bajoyers du déversoir et du coursier, peut amener rapidement des ravinements considérables.

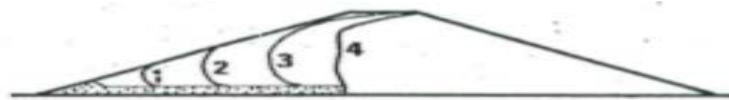
Une légère submersion pendant un temps limité (quelques dizaines de minutes) par une lame d'eau peu épaisse (quelques centimètres) par-dessus la digue peut, par contre, ne pas entraîner de gros dégâts pour le barrage si la crête est suffisamment résistante (par exemple traitée en chemin revêtu), si le parement aval est enherbé, et si on a disposé un enrochement de pied de bonnes dimensions. Elle se traduira seulement par des amorces de ravinement là où les filets d'eau se seront concentrés.

Par contre, pour des charges de plusieurs dizaines de centimètres et des durées dépassant l'heure, l'érosion sera beaucoup forte. L'étude du phénomène sur modèle réduit a permis d'observer qu'il se déroule en deux phases :

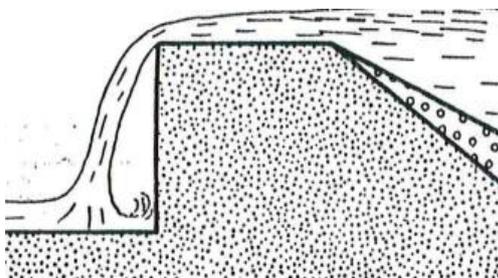
Durant la première phase, l'érosion commence avec une grande intensité au pied aval, là où les filets d'eau ont la vitesse la plus élevée. Ceci explique l'intérêt de placer dans cette zone un massif d'enrochements bien stable. Si le barrage comporte un drain-filtre tapis mal protégé, les matériaux en seront rapidement arrachés, ce qui accélérera d'autant, l'érosion du talus aval (Fig.7). Ce phénomène fait bien ressortir l'un des avantages des drains verticaux. Un talus aval en matériaux argileux très cohérents muni d'un drain interne vertical bien protégé au sommet sera en effet beaucoup moins rapidement attaqué et offrira donc une sécurité supplémentaire intéressante.

Au bout d'un certain temps le talus aval est complètement creusé jusqu'à la crête et remplacé par une paroi verticale dont la hauteur est un peu inférieure à celle du barrage.

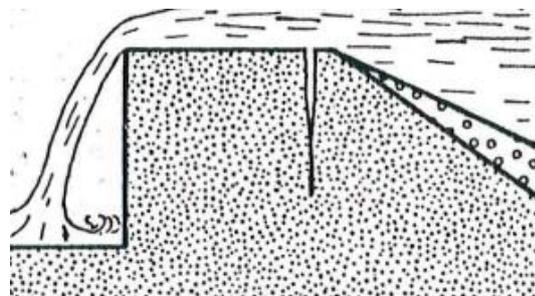
Dans le cas d'une vallée étroite, une telle forme d'érosion peut se développer sur toute la largeur de la vallée. Dans une vallée large, elle n'apparaît que sur quelques dizaines de mètres. A partir de ce moment commence la deuxième phase.



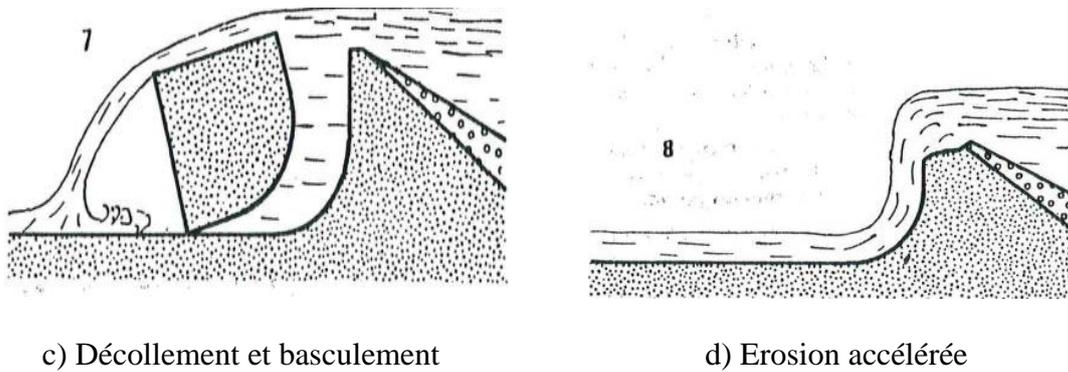
Première phase. Erosion progressive



a) Fin de l'érosion m'agressive



b) Fissuration de la crête



c) Décollement et basculement

d) Erosion accélérée

### Deuxième phase. Basculement.

Fig.7. Les diverses phases de la destruction d'un barrage en terre par submersion.

Suivant la nature du matériau du talus aval et l'épaisseur de la lame d'eau, la première phase peut durer de quelques dizaines de minutes à quelques heures. La deuxième phase, beaucoup plus brutale, peut conduire à la rupture en quelques minutes ou même quelques secondes.

A noter que la section de la vallée n'est jamais libérée complètement, tant en largeur qu'en hauteur. Les calculs d'inondation exécutés dans l'hypothèse de l'effacement instantané de l'ouvrage sont donc pessimistes, surtout pour les vallées de grande largeur.

## **II.3. Différents types d'évacuateurs de crue.**

On distingue deux types d'évacuateurs de crues en fonction de leur entonnement par rapport au niveau normal de la retenue : les évacuateurs de surface et les évacuateurs de demi-fond ou de fond ( en charge).

### **II.3.1. Evacuateurs de surface**

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débite dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral), ou perpendiculaire à celui-ci (entonnement frontal). Ce chenal à pente faible amène l'eau du côté aval de la digue. L'eau emprunte ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cote entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie de la veine liquide. (Fig.8)

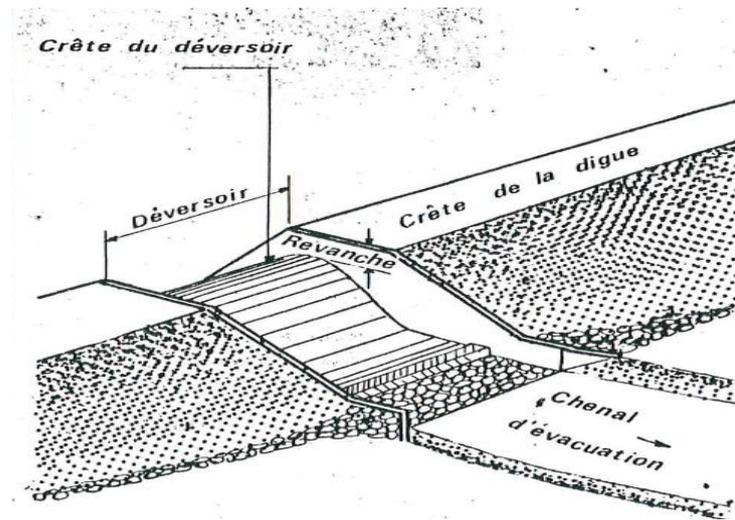


Fig.8. Déversoir central.

Le débit de ce type d'évacuateur de crue est contrôlé par le déversoir et croît comme la puissance  $3/2$  de la charge sur le déversoir si l'écoulement est dénoyé. En cas de très forte crue, si le plan d'eau s'élève exceptionnellement au-dessus du niveau des plus hautes eaux en empiétant sur la revanche ; on dispose d'une marge de sécurité beaucoup plus importante que dans le cas d'une évacuation par un orifice de fond dont le débit ne varie qu'en fonction de la puissance  $1/2$  de la charge.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central). Le choix dépend essentiellement des conditions topographiques. Le but à atteindre est de conduire le débit de crue dans le lit de la rivière à la fois le plus économique et le plus sûrement possible.

Cette solution présente un avantage considérable : en cas de forte crue, dépassant le débit de la crue de projet, les débordements et affouillements éventuels n'atteindront pas le barrage et seront en général limités.

Le plus souvent le déversoir est installé latéralement à la digue et restitue l'eau au dans la même vallée à l'aval du barrage. En général, on cherche à placer l'évacuateur dans une zone dégagée où la pente du versant est faible ; ce qui diminue le volume des terrassements. On peut alors réaliser un entonnement frontal. C'est la meilleure disposition du point de vue hydraulique.

Dans certains cas, même si l'on n'installe pas un déversoir bétonné sur un tel col, cette disposition topographique peut permettre des débordements en grande surface, donc avec des lames déversantes peu épaisses et donc des risques d'érosion réduits. Au prix d'aménagements restreints, il est ainsi possible de bénéficier d'une sécurité suffisante.

Le plus souvent le déversoir est installé latéralement à la digue et restitue l'eau dans la même vallée à l'aval du barrage.

En général, on cherche à placer l'évacuateur dans une zone dégagée où la pente du versant est faible ; ce qui diminue le volume des terrassements. On peut alors réaliser un entonnement frontal. C'est la meilleure disposition du point de vue hydraulique.

Si les versants sont à forte pente, ce cas peut conduire à des volumes de déblais importants, il est alors préférable d'utiliser un déversoir à entonnement latéral dont l'emprise dans le sens transversal de la vallée est beaucoup moins important.

La solution du déversoir central est intéressante dans le cas des vallées à versants en forte pente et lorsque le débit à évacuer est important. Pour les ouvrages dépassant 15 m, on installe un véritable petit barrage déversoir en béton dont la partie aval est parfaitement profilée (profil Creager) et muni à son pied d'un dispositif dissipateur du type "bec déviateur ou bassin ».

Cette solution est coûteuse et du point de vue technique les liaisons entre les parties du barrage en terre et le déversoir en béton sont délicates à réaliser.

Pour des hauteurs d'eau plus faibles (moins de 10m), on peut simplifier considérablement le dessin en créant simplement un déversoir mince profilé en crête complètement placé à l'amont dans la retenue elle-même. Le mur du déversoir lui-même forme les 3 côtés du bassin de dissipation, placé pratiquement à la même cote que celle du fond de la retenue ; le bassin est prolongé par un canal d'évacuation qui traverse la digue et aboutit à l'aval (photo. 1).



Evacuateur à entonnement latéral



Evacuateur à entonnement frontal

Photos.1. Evacuateurs à entonnement latéral et frontal.

Ce dessin conduit à d'importantes économies de béton et résout le problème de la dissipation de l'énergie. Le dispositif peut être placé n'importe où dans la vallée, mais, quand cela est possible, il est plus intéressant de l'installer latéralement sur le versant, pour réduire la hauteur des bajoyers du canal d'évacuation. Le débit transité peut être aussi grand qu'il est nécessaire. Bien entendu la difficulté de la liaison terre-béton subsiste.

### II.3.2. Evacuateurs équipés de seuils mobiles

Certains évacuateurs de crues sont équipés de seuils mobiles : deux sont des organes métalliques manœuvrés par des vérins (clapets et vannes segment) et deux sont abaissés automatiquement du fait de la montée de l'eau (seuils souples ou boudins gonflables) et hausses fusibles Hydro-plus.



Photo.2. Clapets commandés par vérins. (Photo- Irstea - G2DR).

Les hausses fusibles Hydro-plus sont placées côte à côte sur une assise plane. Elles résistent à la poussée de l'eau tant que les débits à évacuer sont modérés. Au-delà d'un certain seuil de débit, que l'on choisit, une première hausse bascule ; si le débit continue à croître, une seconde bascule et ainsi de suite. Le basculement d'une hausse a lieu quand l'eau de la retenue atteint un puits lié à la hausse qui communique la pression de l'eau sous la hausse et la déstabilise. Les puits sont calés à des cotes différentes permettant un fonctionnement progressif.

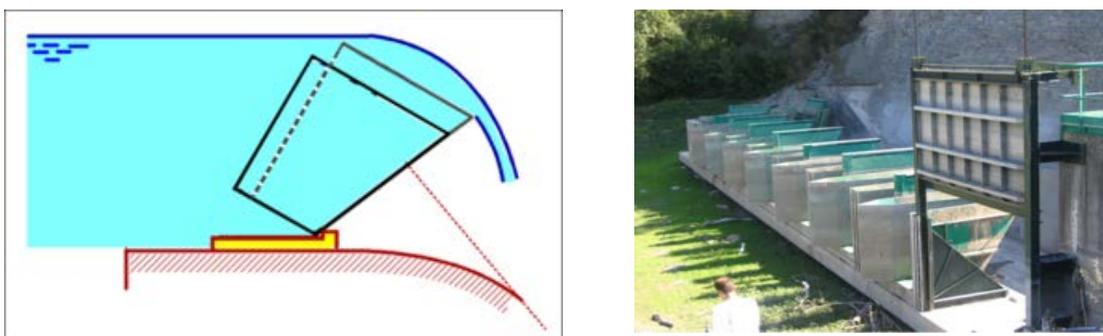


Photo.3. Hausse Hydroplus. Exemple d'évacuateur équipé de hausses fusibles Hydroplus (Source G. Degoutte Cours ISBA 2012)

### II.3.3. Evacuateurs en charge

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage, ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour (fig.9), ou par un déversoir de surface à crête ronde souvent circulaire appelé tulipe.

Le déversoir tulipe fonctionne comme un déversoir de surface tant qu'il est dénoyé. Dès qu'il est noyé, il débite pratiquement comme un orifice à veine moulée.

Le déversoir circulaire est en général monté sur une tour qui sert également de tour de prise d'eau et qui est reliée à la galerie ou à la conduite d'évacuation ; celle-ci joue également le rôle de conduite de vidange). La conduite d'évacuation peut être en acier, ou en béton armé. Elle doit être visitable.

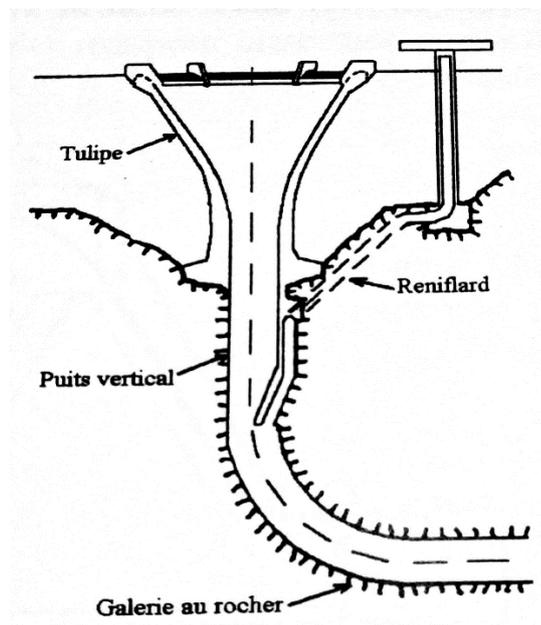


Fig.9. Evacuateur en tulipe.

Le siphon est un cas particulier d'évacuateur en charge. Il est constitué par une conduite épousant schématiquement la forme de la digue et dont l'amorçage, est réalisé automatiquement par la surélévation du plan d'eau de la retenue. Son débit est proportionnel à la puissance  $1/2$  de la charge, qui est dans ce cas la différence entre la cote de la retenue et celle du niveau de restitution. Il peut donc être très important. L'écoulement se produit comme dans un tuyau coudé. (Fig.10)

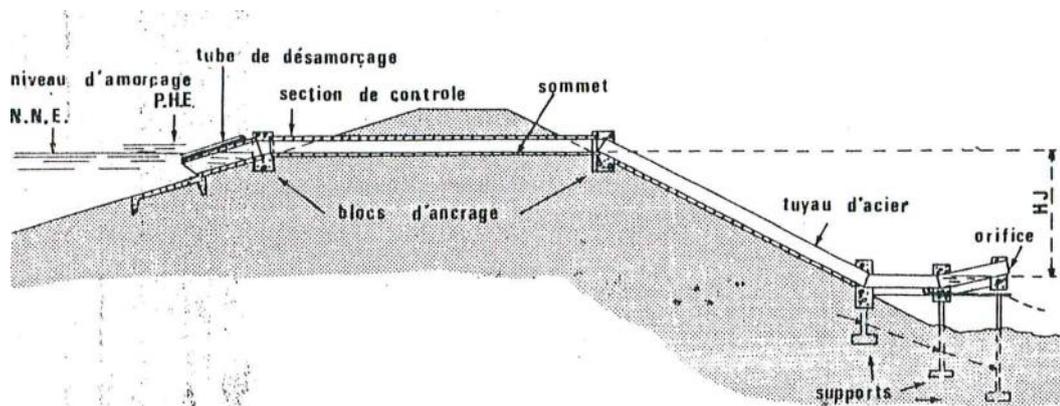


Fig.10. Evacuateur siphon sommaire pour petit barrage  
(Extrait de "Design of small dams")

### II.3.4. Fonctionnement du Siphon.

La crête et le trou d'air sont situés au niveau de la cote supérieure des PHE. Lorsque le niveau s'élève au-dessus du réservoir, l'entrée d'air est inondée d'eau. L'eau commence à couler sur la crête du siphon. Ensuite, le jet part du mur du siphon et frappe le mur opposé en formant une zone cavité d'air fermée. Ensuite, l'air de cette cavité est aspiré avec un jet d'eau, le siphon est complètement rempli d'eau (il est chargé) et fonctionne sous pression. En réduisant le niveau en aval jusqu'à la cote du trou d'air, l'air pénètre dans le siphon et il est évacué. Le niveau baissera à la cote des PHE et l'évacuateur de crue a siphon fonctionne automatiquement.

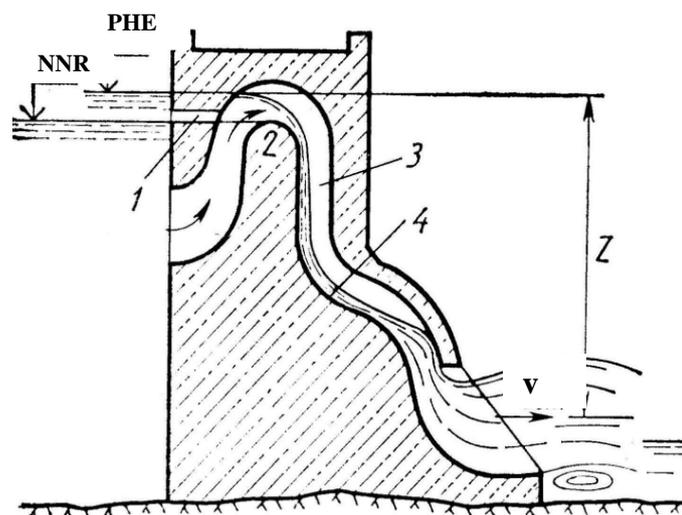


Fig.11. Evacuateur a siphon  
1 - trou d'air (« disjoncteur »), 2. Crête du siphon, 3- zone d'air fermée (lors du chargement du siphon), 4 - tremplin

### III. Autres organes hydrauliques.

L'évacuation des débits, notamment en crue, libère une énergie considérable capable d'éroder rapidement le meilleur rocher de fondation. Le développement des pressions dynamiques dans le rocher a été à l'origine de dégradations très importantes qu'ont connus certains barrages.

Les évacuateurs de crues sont complétés par des dispositifs permettant de mieux dissiper l'énergie.

- Saut de ski rejetant la lame d'eau loin du barrage, si possible en faisant croiser des jets pour briser une partie de l'énergie.

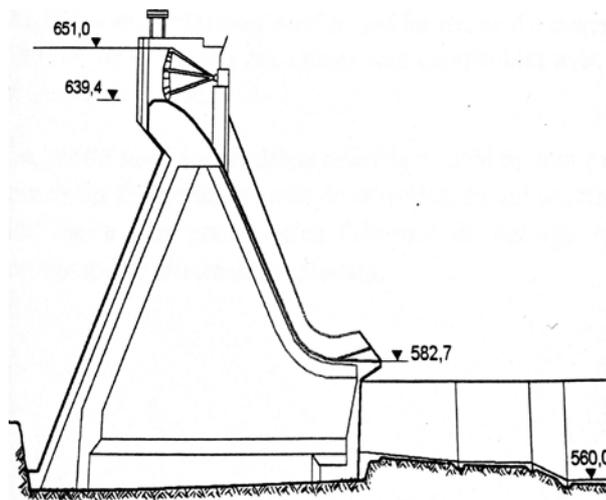


Fig.12. Evacuateur en saut de ski.

- Bassin d'amortissement en forme de « piscine » créant un matelas d'eau évitant l'impact direct d'un déversement en pied de barrage ;

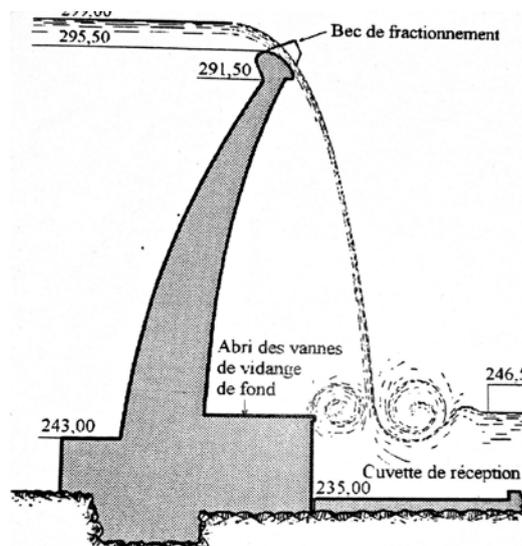


Fig.13. Bassin d'amortissement.

- Bassin de dissipation muni de blocs brisant l'énergie et stabilisant la position longitudinale d'un ressaut hydraulique ;
- Protection aval en enrochements.

Leurs dimensionnements fait, là encore, appel à des formules d'hydraulique générale et surtout à des essais sur modèle physique. Les risques d'érosion, notamment par cavitation, doivent être étudiés soigneusement.

## **VI. Surveillance des évacuateurs de crues.**

Les évacuateurs sont soumis à des phénomènes de vieillissement par affouillement local, abrasion, cavitation et dissipation d'énergie, obstruction par des solides transportés par le courant, défaillance des vannes et autres matériels. Leur dégradation peut également provenir de phénomènes se déroulant sur le barrage tels que des phénomènes de retrait, gonflement du béton ou des tassements différentiels.

Les évacuateurs sont surveillés essentiellement pour assurer que l'ensemble des organes du barrage jouant un rôle dans le transit des crues reste en parfait état.

On cherche à détecter les défauts de fonctionnement, des affouillements dans les zones de dissipation de l'énergie, des évolutions lentes susceptibles de nuire à terme au bon fonctionnement de l'évacuateur de crues et des désordres à l'occasion d'évènements.

Compte tenu de ces enjeux de sécurité, la maintenance préventive conditionnelle est donc la mieux adaptée à ce type d'ouvrage en mettant en évidence suffisamment à l'avance les risques d'incidents prévisibles et en permettant d'optimiser les couts d'entretien.

## **V. Génie civil et fonctionnement**

Selon la nature de la fondation rocheuse ou meuble, la conception de l'ouvrage sera différente. Les murs, les bajoyers, le fond, les revêtements doivent résister aux pressions hydrostatiques, aux charges hydrodynamiques, à la poussée des terres et le cas échéant, aux déformations, aux variations de température ou même au gel. Le fond des organes d'évacuation est soumis à la pression hydrostatique de l'eau, aux forces d'entraînement dues au mouvement de l'eau, aux forces dynamiques de courant, aux sous-pressions dues à l'eau infiltrée dans la fondation et éventuellement aux forces de soulèvement dues aux sous-pressions pouvant occasionnellement se créer par suite d'un mauvais dessin hydraulique.

Si l'aptitude de l'évacuateur à faire transiter le débit de la crue de projet est un élément déterminant pour sa sécurité, l'expérience montre que d'autres critères peuvent influencer :

- (i) Mauvaise connaissance des niveaux de la retenue et des débitance des vannes ;(ii) défauts liés à une mauvaise conception du génie civil ;(iii) maintenance et surveillance défectueuse des parties génie civil ; (iv) sur les évacuateurs vannés : manque de fiabilité des alimentations électriques et défauts de maintenance des parties mécaniques et électriques ; (v) consignes de crues défectueuses entraînant un arrivé tardif de l'exploitant, des manœuvres de vannes inadaptées.

En cas d'augmentation de la lame déversant suite à la révision de la crue exceptionnelle, il convient de vérifier si le profil est toujours adapté et ne risque pas d'engendrer des désordres dans l'ouvrage (vibration, cavitation, mise en dépression des radiers et coursiers...).

Cette diversité de critère de classement montre déjà qu'il n'y a pas en matière d'évacuateur de crue de solutions stéréotypées et c'est ce qui conforte l'intérêt de l'étude particulière sur modèles réduits.

Face au problème de l'évacuation des crues, les modèles réduits nous apparaissent comme un outil privilégié qui peut faire le beau temps d'un laboratoire mais il ne peut faire la pluie dans la nature. Ainsi, l'homme du modèle réduit est-il l'homme du dialogue ? : avec le théoricien de la mécanique des fluides, pour critiquer ou affiner la similitude, avec l'informaticien, pour du calcul hybride et le traitement de l'information, avec l'hydrologue des statistiques et enfin avec le bâtisseur d'ouvrage dont il partage le pragmatisme, le souci de la sécurité et les préoccupations économiques.

## Chapitre III.

### Les dissipateurs d'énergie

## CHAPITRE III.

### Les dissipateurs d'énergie.

#### III.1. Introduction

Toutes les retenus d'eau qui risquent d'être alimentées par des débits importants non contrôlables comme ceux qui proviennent d'une crue, doivent être équipées d'un ouvrage d'évacuation qui permet une dérivation efficace des eaux excédentaires.

Les évacuateurs les plus utilisées sont les déversoirs libres contrôlés par des vannes ainsi que des orifices réglables. L'eau ainsi évacuée peut-être conduite par un coursier jusqu'au pied de la retenue et atteint souvent une vitesse très élevée.

Ce débit à haute vitesse peut endommager, à cause de l'importance quantité d'énergie cinétique en jeu, le lit naturel de la rivière à l'aval de la retenue. La seule manière de contrôler l'écoulement est de dissiper l'énergie mécanique, et d'obtenir par des moyens appropriés un écoulement à vitesse convenable dans le lit de la rivière. Ces ouvrages sont appelés « bassins amortisseurs ou dissipateurs d'énergie ».

Un grand nombre de types de bassins amortisseurs a été développé, à cause des différentes configurations et types de barrages, de la topographie et de la géologie ainsi que les conditions hydrauliques.

Les différentes méthodes utilisables pour dissiper l'énergie cinétique de l'eau, ont été étudiées de façon approfondie par le U.S. Bureau of Réclamation et les résultats de ces études ont été publiés dans « Design of Small Dams ».

Certains dispositifs comme les becs déviateurs (cuillers) et les cuvettes de dissipation submergées sont peu utilisés. Les procédés les plus fréquemment employés sont les bassins à ressaut et les bassins du type impact. Pour les petites hauteurs, il est souvent économique de ne pas faire de coursier et de déverser directement dans un bassin de plongée renfermant un matelas d'eau qui forme un excellent dissipateur et débouchant directement dans un chenal à faible pente conduisant à la rivière.

#### III.2. Becs déviateurs.

Les becs déviateurs constituent un procédé intéressant pour les barrages en béton. Le principe consiste à installer, en bas du déversoir un bec relançant l'eau vers le haut suivant un angle  $\theta$  en général de l'ordre de 35 à 45°. (Fig.14).

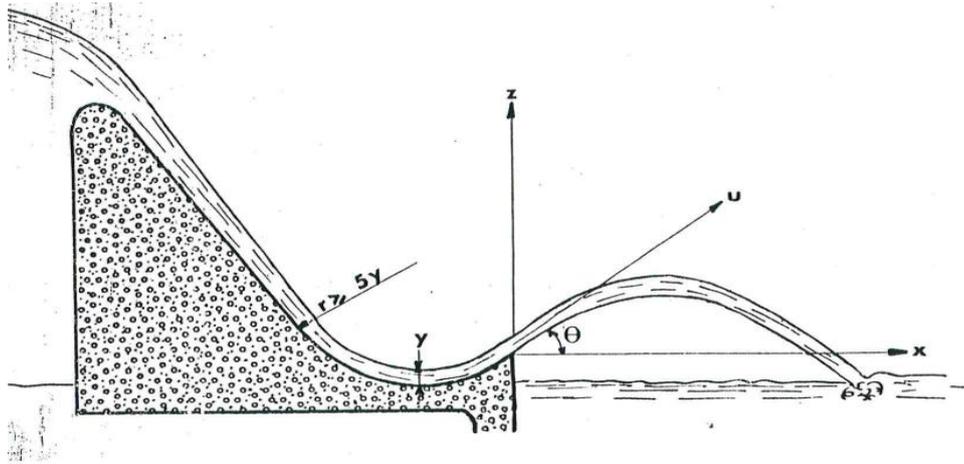


Fig.14. Bec déviateur.

Le jet se désintègre et retombe dans une cuvette de dissipation à une distance :

$$x = 1.8 \left( y + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\theta \quad (26)$$

ou ,

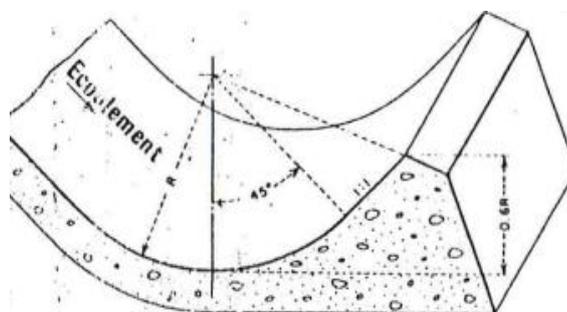
y : tirant d'eau, m ;

v : vitesse au départ du bec, m/s

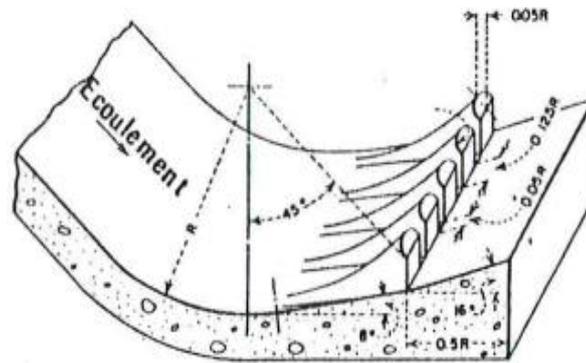
Il est à noter que pour des raisons de commodité, la notation de « h » est remplacé par un « y ». Le rayon de courbure du bec doit être d'au moins 5 fois le tirant d'eau y.

### III.3. Cuvettes et dissipation submergées.

Une cuvette submergée, éventuellement a bords crénelés dévie la lame déversante provenant du seuil vers le haut. Il se forme ainsi deux rouleaux, l'un en surface au-dessus de la cuvette, l'autre au fond, se mouvant en sens inverse, en aval de la cuvette. Les mouvements des rouleaux s'imbriquent dans la lame et dissipent ainsi l'énergie de l'eau. (Fig.14.)



a) Cuvette Lisse



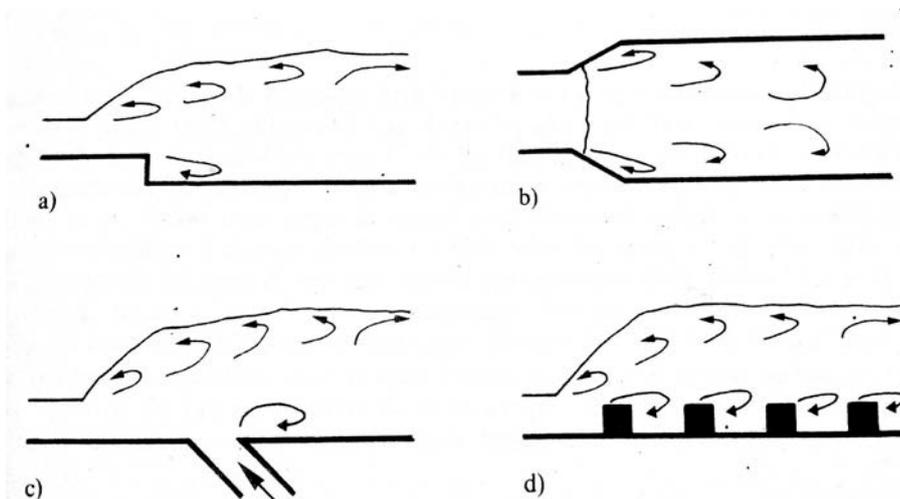
b) Cuvette à bord crénelé

Fig.15. Cuvettes de dissipation (Extrait de « Design of Small Dams »).

Concernant la géométrie du canal, le profil rectangulaire ou trapézoïdal est normalement utilisé. Comme pour la transition de  $F < 1$  à  $F > 1$ , on peut forcer la transition de l'écoulement torrentiel à l'écoulement fluvial par un changement local :

- De la géométrie du radier
- De la largeur du canal
- Du débit
- De la rugosité du canal.

Des combinaisons des quatre types mentionnées ci-dessus sont évidemment aussi



possibles. la figure 16 montre une structure type de chaque cas.

Fig.16. Types de dissipateurs à changement local  
a) du radier, b) de la largeur, c) du débit, d) de la rugosité

Comparés au ressaut hydraulique dans un canal rectangulaire prismatique à fond horizontal et à rugosité constante, ces quatre types de dissipateurs ont des avantages essentiels qui sont principalement la stabilité de l'apparition du ressaut. L'efficacité de la dissipation de la structure.

### III.4. Blocs dissipateurs.

Les marches et les seuils sont utilisés dans la zone aval du dissipateur, pour stabiliser principalement le ressaut hydraulique. Si ces chicanes sont placées trop à l'amont du bassin amortisseur, elles risquent d'être inefficaces et, à la limite, d'être affectées par l'écoulement à haute vitesse.

Pour raccourcir un bassin amortisseur, on peut augmenter la rugosité des parois du canal. Il faut évidemment d'importants éléments de rugosité. Les blocs dissipateurs sont prévus à cet effet et peuvent être considérés comme augmentation locale de la rugosité.

Les premières investigations systématiquement concernant l'effet de blocs dissipateurs sur l'écoulement dans un canal rectangulaire horizontal et prismatique ont été faites par Harleman.(Fig.16).

Soit :

$S$  : la hauteur des  $n$  blocs identiques ;

$b_B$  : largeur ;

$x_B$  : la distance du pied du ressaut à leur face amont ;

$A_B = nb_B \times S$  : surface totale orientée contre la direction principale de l'écoulement .

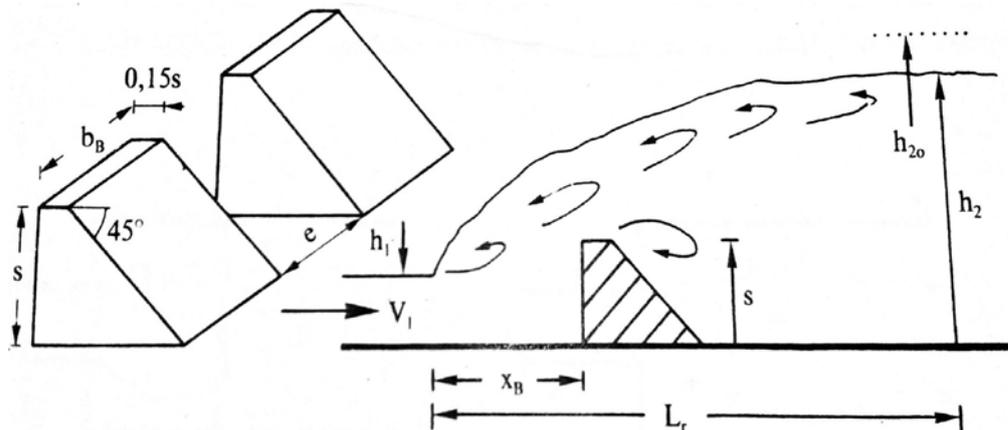


Fig.17. Blocs dissipateurs de forme standard USBR.

### III.5. Bassin à ressaut.

Le bassin à ressaut est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

La forme du ressaut et ses caractéristiques dépendent directement du nombre de Froude :

$$F = \frac{v}{\sqrt{gh}} \quad (27)$$

F est proportionnel à V donc dépend directement de la hauteur de chute. Pratiquement dès que cette dernière dépasse 6 m, V devient supérieure à 10 m/s. Pour des barrages de 15 à 18 m de haut (et en admettant une perte de charge de 20%) elle peut atteindre 16 à 17 m/s.

F est inversement proportionnel à  $\sqrt{y}$ . On peut donc faire croître F en diminuant y, ce qui revient à augmenter la largeur du coursier et du bassin. Nous verrons que du point de vue hydraulique on a souvent intérêt à augmenter F, donc à diminuer y, mais cela augmente le coût des ouvrages. Une petite étude conduira alors à l'optimum économique

Différents types de bassins suivant les valeurs de F :

- 1) Pour  $F = 1$ ,  $y = y_c$  ; il n'y a pas de ressaut. ;
- 2) Pour  $1 < F < 1,7$ .

Le courant incident a une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique ; le passage à une profondeur plus grande est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface.

Il n'est alors pas nécessaire d'établir un bassin spécial de tranquillisation. Pour  $F = 1.7$  le tirant d'eau à la sortie  $y_2$  est de l'ordre de 2 fois celui à l'entrée  $y_1$  et la vitesse de sortie d'environ la moitié de la vitesse à l'entrée.

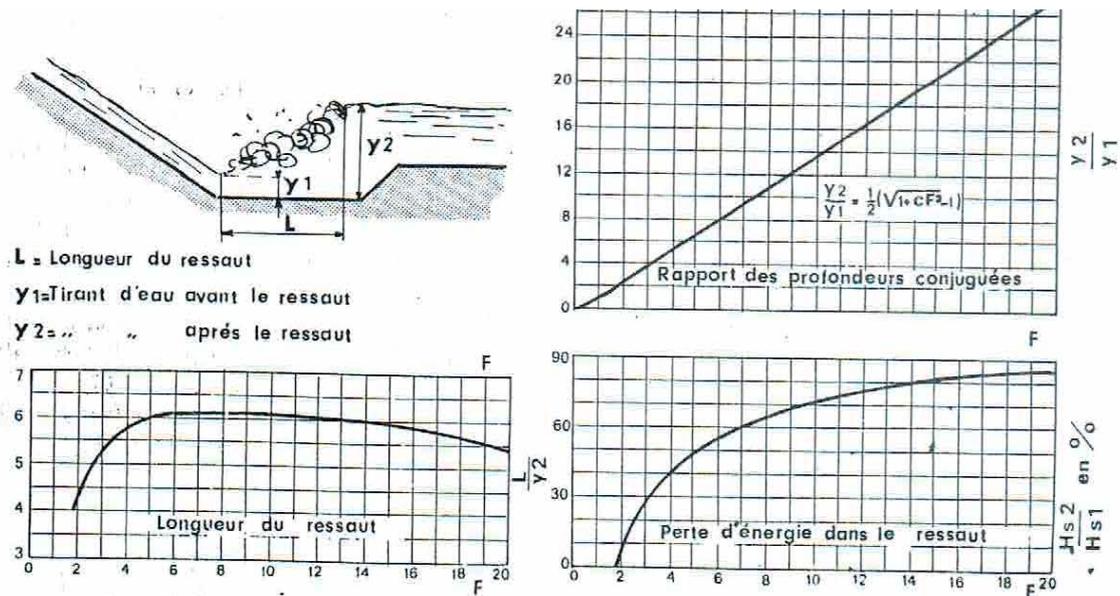


Fig.18. Détermination des caractéristiques du ressaut en fonction du nombre de Froude.

Aucun déflecteur n'est nécessaire ; il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre de 4 à 6 fois  $y_2$  à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c.à.d. immédiatement après la rupture de pente en fin de coursier).

- 3) Pour  $1.7 < F < 2.5$  un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent (on parle de "pré-ressaut"). Les déflecteurs et seuils ne sont pas encore nécessaires et il faudra simplement veiller comme en (2) à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant son ralentissement. Les graphes ci-dessous donnent le rapport ( $y_2 / y_1$ ) des profondeurs conjuguées avant et après ressaut en fonction de  $F$  et le rapport ( $L/y_2$ ) de la longueur du ressaut (donc de la longueur minimale du bassin) au tirant d'eau aval également en fonction de  $F$  (fig.18).
- 4) Pour  $2.5 < F < 4.5$  le phénomène est dans un stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long du fond ou de la surface libre. Cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par des obstacles.

La forme (type 1) donnée par la figure 17 est relativement efficace. Le rapport des hauteurs conjuguées ( $y_2 / y_1$ ) est donné en fonction de  $F$  par le graphe associé. Pour amortir le mouvement des vagues on a intérêt à prendre pour le bassin une profondeur  $y_2 = 1,1 y_2$ . La longueur du ressaut est donnée en fonction de  $F$  sur le second graphe.

Dans cette gamme de valeurs de  $F$  l'efficacité du bassin type I n'est pas très bonne. On a intérêt, si on le peut, à passer au type-II valable pour  $F > 4.5$ , en accroissant la largeur du bassin donc en diminuant  $y_1$ .

5) Pour  $F > 4.5$ , le ressaut se produit alors nettement. La mise en place de blocs, de déflecteurs permettent de raccourcir le bassin et évite le déplacement du ressaut à l'aval.

Si la vitesse d'entrée ne dépasse pas 15 m/s, on pourra utiliser le bassin de type II représenté en figure 18.

Les graphes associés à la figure donnent en fonction du nombre de Fraude, le rapport ( $y_2 / y_1$ ) des tirants d'eau amont et aval, la hauteur  $h_2$  des blocs chicanes 4,  $h_4$  du seuil aval et la longueur  $L$  du ressaut.

Les blocs chicanes sont soumis à leur face amont à une force

$$F = 2\bar{\omega}S \left( y_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) \quad (28)$$

$F$  : en Newton ;

$\bar{\omega}$  : poids spécifique de l'eau (10 000) N/m<sup>3</sup> ;

$S$  : surface de la face amont du bloc (m<sup>2</sup>).

$y_1 + \frac{v_1^2}{2g}$  : énergie spécifique de la lame d'eau à l'entrée.

Si la vitesse d'entrée dépasse 15 m/s, il est préférable d'utiliser le bassin en type III représenté en figure 17 avec blocs de chute et seuil crénelé.

Le premier graphe associé donne la profondeur  $y_2$ , conjuguée de  $y_1$ . Pour mieux stabiliser le ressaut, on a intérêt à prendre  $y'_2 = 1,05 y_2$ . Le deuxième graphe donne également en fonction de  $F$  la longueur du ressaut  $L$ .

### III.6. Bassins de type prolongé.

La chute d'une nappe déversante dans un bassin contenant une épaisseur d'eau suffisante est un excellent moyen d'absorber l'énergie.

Mais sous l'effet de la chute, le fond de la cuvette a évidemment tendance à s'affouiller. Plutôt que de mettre de coûteuses surépaisseurs de béton, il est préférable d'avoir un matelas d'eau de profondeur suffisante pour que de toutes façons il n'y ait pas affouillement.

La profondeur de la fosse qui se forme dans le fond d'un bassin de réception naturel sous l'effet d'une nappe d'eau tombant à peu près verticalement dépend : de la hauteur de chute, du niveau aval et de la concentration ou du débit ; mais ne dépend pas à long terme, de la nature du fond au moins pour les forts débits.

Le U.S. Bureau of Reclamation a adopté la relation empirique suivante établie par Veronèse en 1937 :

$$y = 1.90h^{0.225} q^{0.54} \quad (29)$$

$y$  : profondeur limite de la fosse, sous le niveau aval en m.

$h$  : hauteur de chute libre en m.

$q$  : débit unitaire, en m/s par m.

Dans le cas des petites hauteurs, les caractéristiques dimensionnelles de l'ouvrage peuvent être obtenues à partir du schéma de la figure 18.

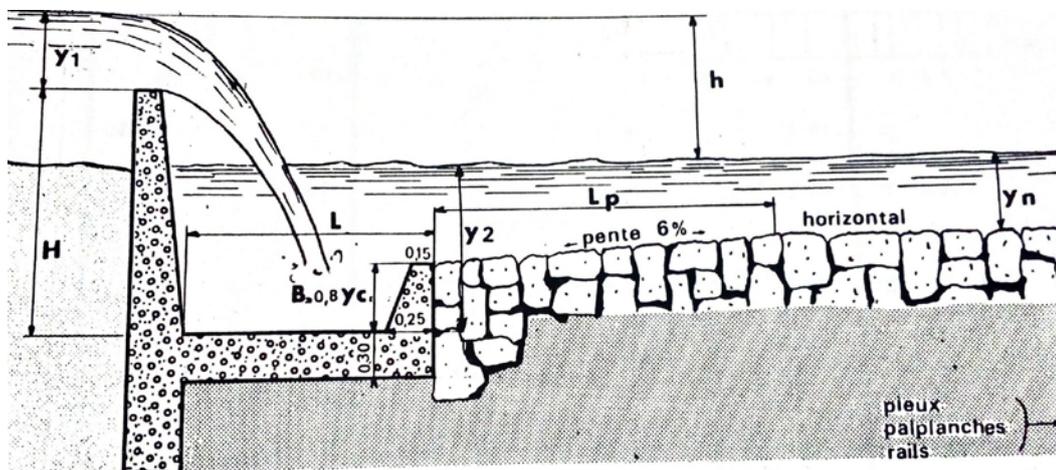


Fig.19. Caractéristiques d'une petite chute

$h$  : hauteur nette de la chute.

$L$  : longueur de la cuvette.

$H$  : hauteur de chute par rapport au fond de la cuvette.

$y_n$  : profondeur normale dans le lit aval.

$B$  : profondeur de la cuvette par rapport a la zone protégée du lit aval.

$L_p$  : longueur aval protégée de pente 6%.

Au delà de  $L_B$  l'encrochement est poursuivi sur quelques mètres et buté par un rideau de palplanches si son équilibre n'est pas assuré.

On a :

$$h = H + y_1 - 0.006 \times L_p - y_n \quad (30)$$

### III.7. Calculs hydrauliques des évacuateurs de crue.

#### III.7.1. Déversoir

Le débit d'un évacuateur de crue est généralement contrôlé par le déversoir situé dans la partie amont de l'évacuateur. Pour qu'il en soit ainsi, les parties aval (chenal, coursier, puits, galerie, bassin de dissipation d'énergie) doivent être conçues pour évacuer le débit du déversoir sans perturber l'écoulement de celui-ci, c'est-à-dire de telle manière que cet écoulement soit dénoyé.

Le débit d'un déversoir linéaire en écoulement dénoyé peut être calculé par la formule :

$$Q = CLH^{3/2} \quad (31)$$

$L$  : longueur déversante,

$H$  : charge sur le déversoir (fig. 18),

$$C = \mu \sqrt{2g} = 4.43\mu, \text{ ou}$$

$\mu$  : coefficient de débit qui dépend notamment de l'épaisseur  $B$  du déversoir par rapport la charge  $H$  et de la forme de la crête du déversoir. (Fig. 20)

Les courbes de la figure 20 donnent les valeurs approchées de  $m$  (de  $C$ ) dans l'hypothèse où la profondeur de pelle  $P$  est suffisante pour que la vitesse d'approche du déversoir par l'eau soit négligeable.

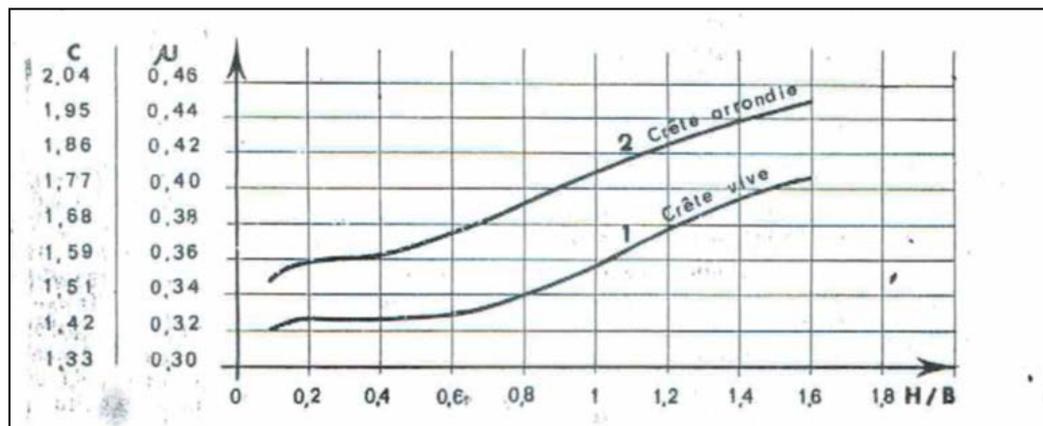
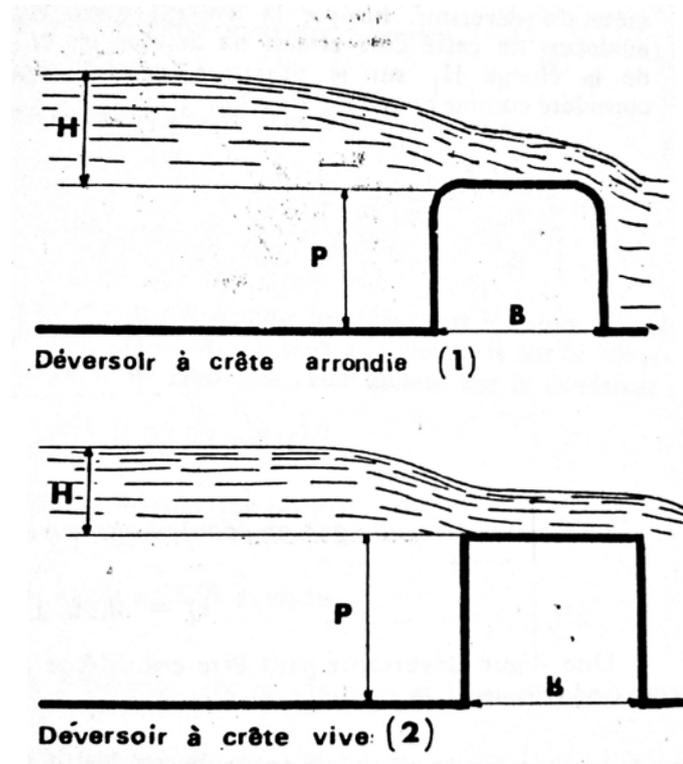


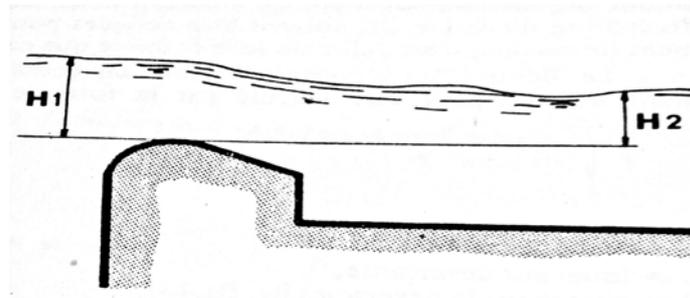
Fig.20. Courbe du Coefficient de débit d'un déversoir en fonction de (H/B)

On constate que pour des seuils à arêtes vives, le coefficient de débit  $\mu = 0.33$  ( $C=1.46$ ) dans le cas d'un seuil très épais et dans le cas d'un seuil à mince paroi,  $\mu=0.41$  ( $C=1.82$ ). Dans le cas d'un seuil à crête arrondie,  $\mu = 0,36$  ( $C=1.59$ ) pour un seuil épais et pour le cas d'un seuil à mince paroi  $\mu=0.46$  ( $C=2.04$ ).

Si la profondeur de pelle P à l'amont du déversoir se rapproche de la charge H ou devient inférieure à celle-ci la vitesse d'approche de l'eau n'est plus négligeable et le coefficient de débit  $\mu$  est légèrement majoré en fonction du rapport H/P. Il peut être calculé par la formule de Reebok pour un déversoir à paroi mince :

$$\mu = \frac{2}{3} \left( 0.605 + \frac{1}{1005(H-3)} + 0.08 \frac{H}{p} \right) \quad (32)$$

Si l'évacuation des eaux à l'aval du déversoir se fait dans des conditions telles que le niveau de l'eau en aval remonte au-dessus de la cote de la crête du déversoir, lorsque la hauteur d'eau  $H_2$  au-dessus de cette cote atteint ou dépasse les  $\frac{2}{3}$  de la charge  $H_1$  sur le déversoir,



celui-ci sera considéré comme noyé (fig. 21).

Fig.21. Déversoir en écoulement dénoyé

Le débit d'un seuil épais en écoulement noyé peut être calculé par la formule :

$$Q = 0.90LH_2\sqrt{2g(H_2 - H_1)} \quad (33)$$

Une digue déversante peut être considérée comme un seuil épais, d'épaisseur égale à la largeur en crête de la digue.

Les seuils normaux (profil Creager, profil Scimeni) sont des déversoirs dont la crête et la partie aval sont profilées de manière à épouser la forme de la lame déversante. Les indications de la figure 21 permettent de déterminer le profil normal d'un déversoir à parement amont vertical.

Le coefficient de débit  $\mu$  d'un seuil normal varie de 0,45 ( $C = 1,99$ ) à 0,49 ( $C = 2,17$ ) suivant la vitesse d'approche de l'eau en fonction de la profondeur une pelle  $P$  à l'amont du déversoir (fig. 22).

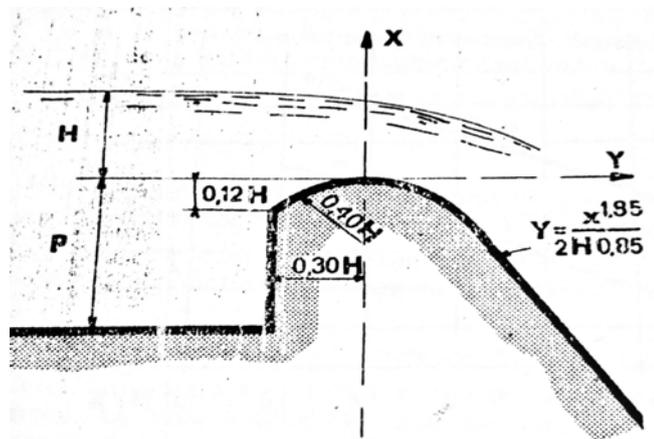


Fig.22. Déversoir à seuil normal.

Lorsque le seuil est noyé, il y a réduction du coefficient de débit d'autant plus importante que le rapport  $\frac{H_1 - H_2}{H_2}$  est petite. La courbe de la (figure 23) établie par L' « U.S. Bureau of Réclamation » donne le coefficient de réduction  $k$  à appliquer.

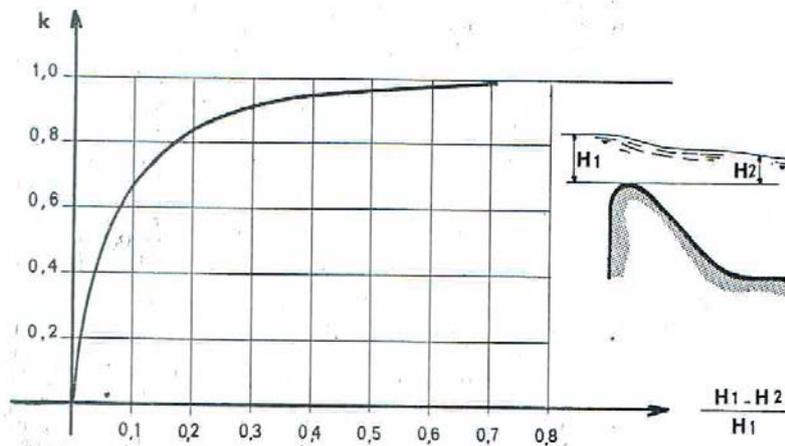


Fig.23. Réduction du coefficient de débit d'un seuil normal en écoulement noyé

### III.7.2. Déversoirs circulaires.

Les déversoirs circulaires (puits ou tulipes) fonctionnent comme les déversoirs linéaires du même type tant que le rayon  $R$  du déversoir est suffisamment grand par rapport à la charge  $H$  sur le déversoir pour que la contraction des filets liquides dans le puits ne gêne pas l'écoulement sur le déversoir qui reste alors dénoyé. Le débit du déversoir est donné par la formule :

$$q = \mu 2\pi R \sqrt{2g} H^{3/2} \quad (34)$$

- Pour des valeurs de  $\frac{H}{R} < 0,25$ ,  $\mu$  prend les mêmes valeurs que pour les déversoirs linéaires ;
- Pour  $0,25 < \frac{H}{R} < 0,50$ , la valeur de  $\mu$  décroît jusqu'à 25% environ ;
- Pour des valeurs de  $\frac{H}{R} > 0,50$ , la valeur de  $\mu$  décroît très rapidement et l'écoulement est noyé.

En écoulement noyé, le débit est contrôlé d'abord par l'orifice du puits ensuite, si la charge  $H$  continue à augmenter, par l'ensemble puits et galerie qui fonctionne comme une conduite en charge (Fig.24).

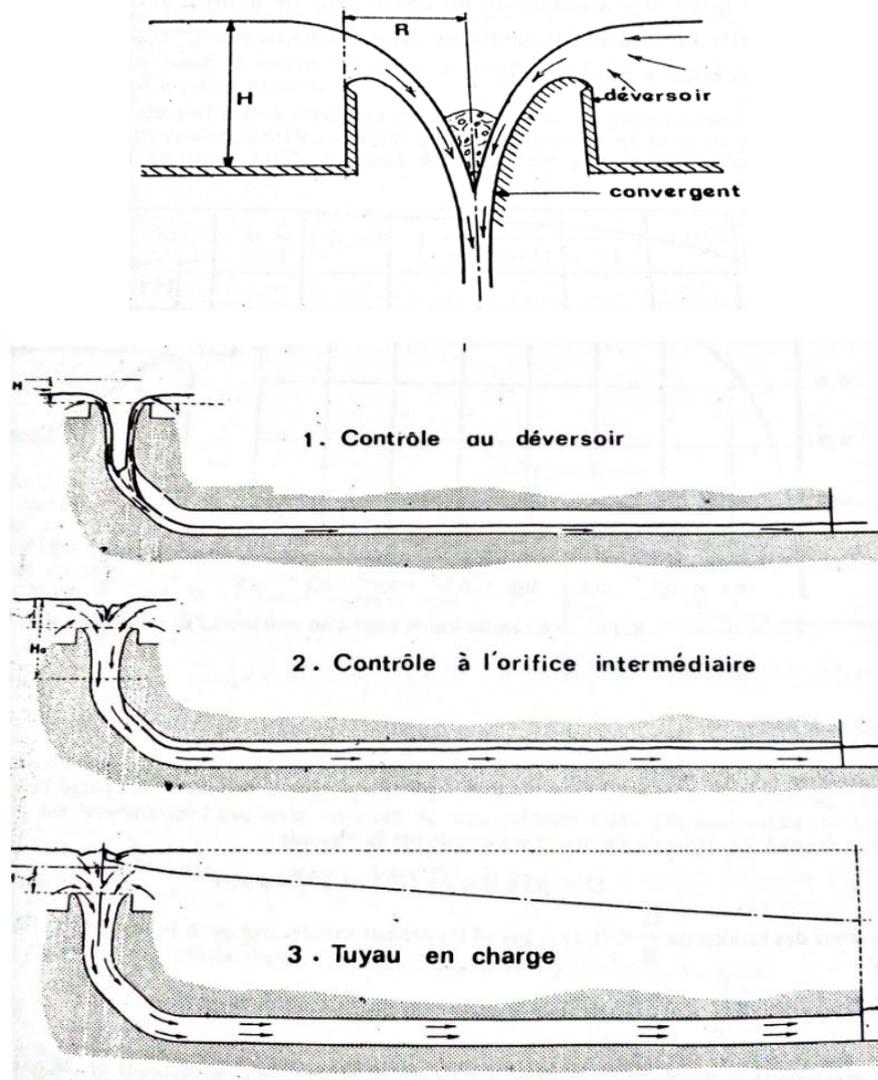


Fig.24.Evacuateur en puits.

Lorsque le déversoir fonctionne en « dénoyé », il faut éviter les dépressions dans le puits. Pour cela il faut que la charge disponible dans chaque section du puits (distance de la section à la surface libre moins les pertes de charges jusqu'à la section) soit supérieure à la charge équivalente à la vitesse de circulation de l'eau dans la section ( $v^2/2g$ ).

Dans ce but on prévoira un déversoir de grand diamètre suivi d'un convergent et d'un tube de plus petit diamètre. (Fig.24).

Si l'évacuateur doit fonctionner en charge, il est recommandé que l'écoulement se fasse sous pression dans la partie aval horizontal de la conduite d'évacuation. Pour cela la galerie devra être conçue avec une section assez large suivant le schéma de la figure 25.

Le débit peut être estimé approximativement dans la section S par la formule :

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2g H_s} \quad (35)$$

$H_s$  étant la charge disponible en S, compte tenu des pertes de charges en amont de S.

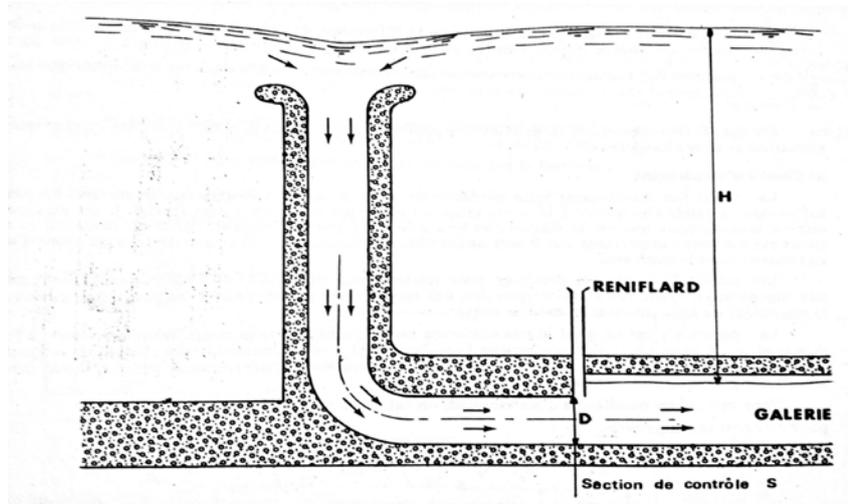


Fig.25. Evacuateur en puits noyé.

### III.7.4. Siphon

L'écoulement dans un siphon se calcule comme dans un tuyau coudé. Pour mener l'évaluation, il faut connaître :

- la charge disponible ;
- les pertes de charge à prendre en exemple ;
- la fraction de pression atmosphérique disponible pour la partie ascendante amont.

Pour un siphon de section rectangulaire constante, le débit par unité de largeur est donné par la formule :

$$q = D \sqrt{2g(H - \Sigma h)} \quad (36)$$

Ou,

D : hauteur disponible

H : différence de charge disponible entre le réservoir à l'amont de la cote de restitution (fig.26) ;

$\Sigma h$  : somme des différentes pertes le long du trajet de l'eau à savoir,  $a_1$  et  $v_1$  étant l'aire de passage et la vitesse au niveau de la section supérieure du siphon et  $a_0$  et  $v_0$  l'aire de passage et la vitesse à la section de sortie.

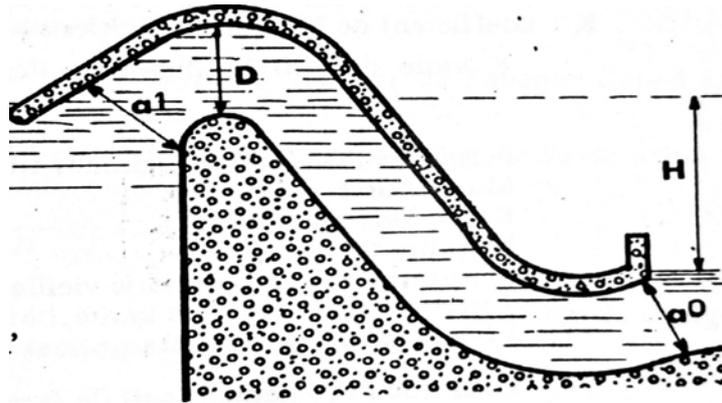


Fig.26. Schéma d'un siphon rectangulaire.

- Pertes à l'entrée dans le convergent :  $h_c = 0.2 \frac{v_1^2}{2g}$
  - Pertes dues au frottement :  $h_f = 0.25 \frac{v_1^2}{2g}$  :
  - Pertes dues aux courbures supérieures et inférieures :  $h_c = 0.42 \frac{v_1^2}{2g}$
  - Pertes au divergent de sortie :  $h_d = 0.2 \left( \frac{v_1^2}{2g} - \frac{v_0^2}{2g} \right)$
  - Pertes à l'orifice de sortie :  $h_s = \left( \frac{a_1}{a_0} \right)^2 \times \frac{v_1^2}{2g}$
- (37)

Il faut également vérifier que la somme de la différence de niveau entre la retenue et la section de crête, des pertes de charge depuis l'entrée jusqu'à la crête, et de la hauteur due à la mise en vitesse  $\frac{v_1^2}{2g}$  ne dépasse pas 0,7 fois la hauteur manométrique correspondant à la pression atmosphérique au niveau de l'ouvrage.

En cas de dépassement il se produit des phénomènes de cavitation très nuisibles et générateurs de vibrations et chocs dangereux.

### III.7.5. Chenal d'écoulement.

Le chenal fait directement suite au déversoir, dans le cas d'un évacuateur de surface. Sa pente est suffisamment faible (inférieure à la pente critique) pour que le régime y soit fluvial. Il est en général de section rectangulaire qui est la disposition hydraulique la plus

intéressante après un déversoir et sa longueur est rarement importante car il sert uniquement à contourner le sommet du barrage avant d'aboutir au coursier dans la zone aval.

Les calculs hydrauliques précis en sont relativement difficiles et en tout cas assez peu accessibles aux ingénieurs n'ayant pas à leur disposition des moyens informatiques avec les programmes adéquats ou la possibilité de faire un essai en modèle réduit.

Le régime n'y est en général pas uniforme car le chenal est trop court. Immédiatement à l'aval du déversoir, il s'établit un ressaut qui amène l'écoulement fluvial. A l'extrémité du chenal, là où s'amorce le coursier, on établit au niveau du changement de pente un léger rétrécissement en convergent pour bien marquer le passage en écoulement torrentiel.

Pour vérifier les conditions d'écoulement, on calculera la profondeur critique  $y_c$  pour un canal rectangulaire :

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{I}{g} \left(\frac{Q}{L}\right)^2} = 0.47 \left(\frac{Q}{L}\right)^{2/3} \quad (38)$$

Ou ;

- Q : débit ;
- L : largeur du canal ;
- g : accélération de la pesanteur.

On calcule ensuite la profondeur normale  $y_o$ . La profondeur normale est celle qui apparaît pour ce débit et la pente du chenal si l'écoulement était uniforme.

Elle se déduit de l'équation générale reliant débit –section-perte de charge.

$$Q = K \times S \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (39)$$

Ou,

- R : rayon hydraulique en m ;
  - I : pente en m/m ;
  - S : section mouillée en m<sup>2</sup> ;
  - K : coefficient de Manning-Strickler. (K varie de 100 à 40 suivant l'état de surface).
- Quelques valeurs de K sont données dans le tableau 2.

Tableau.2. Valeurs de K (coefficient de Manning-Strickler)

Type	K
Paroi très lisse (métal- ciment très lisse)	100
Mortier lissé	85
Béton lisse avec joints	75
Maçonnerie ordinaire	70
Maçonnerie rugueux, maçonnerie vieille	60
Terre très régulière avec herbe	50
Chenal rempli de cailloux	40

Pour que l'écoulement soit de type fluvial, on doit avoir  $y_0 > y_c$ . Le calcul s'opère non seulement pour le débit maximum, mais aussi pour les débits intermédiaires.

### III.7.6. Coursier.

Le coursier fait suite au chenal et conduit l'eau au thalweg. Il est le plus souvent construit en béton et il est fortement conseillé de lui donner une section rectangulaire ce qui assure un écoulement régulier. L'expérience montre que la forme la plus économique correspond à une largeur égale à deux fois le tirant d'eau.

En général, Le coursier commence par un convergent amenant à la section de contrôle (section où est atteinte la hauteur critique), à partir de laquelle la pente augmente (fig.27).

Fig.27. Tirant d'eau dans le coursier

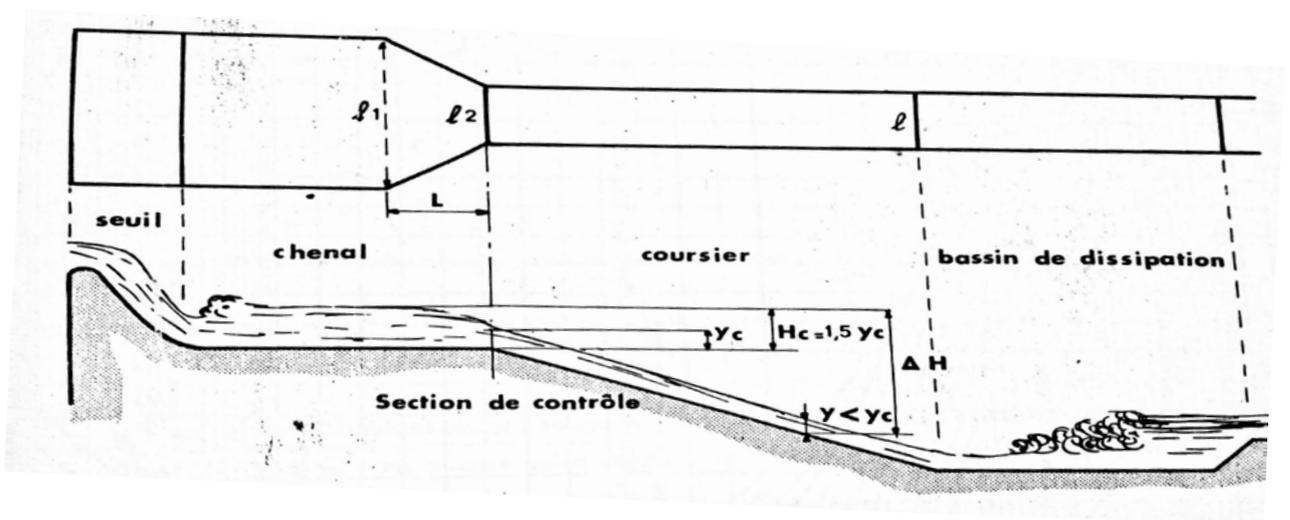


Fig.27. Tirant d'eau dans le coursier

La longueur  $L$  du convergent peut-être calculée par la formule :

$$L = 0.25(l_1 - l_2) \quad (40)$$

$l_1$  : Largeur au plafond du bief amont

$l_2$  : largeur au plafond de la section de contrôle.

Le calcul du tirant d'eau se fait comme suit :

- A la section de contrôle, il est égal à la hauteur critique  $y_c$ .
- Le long du coursier il devient inférieur à  $y_c$ . On le détermine à partir de l'abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

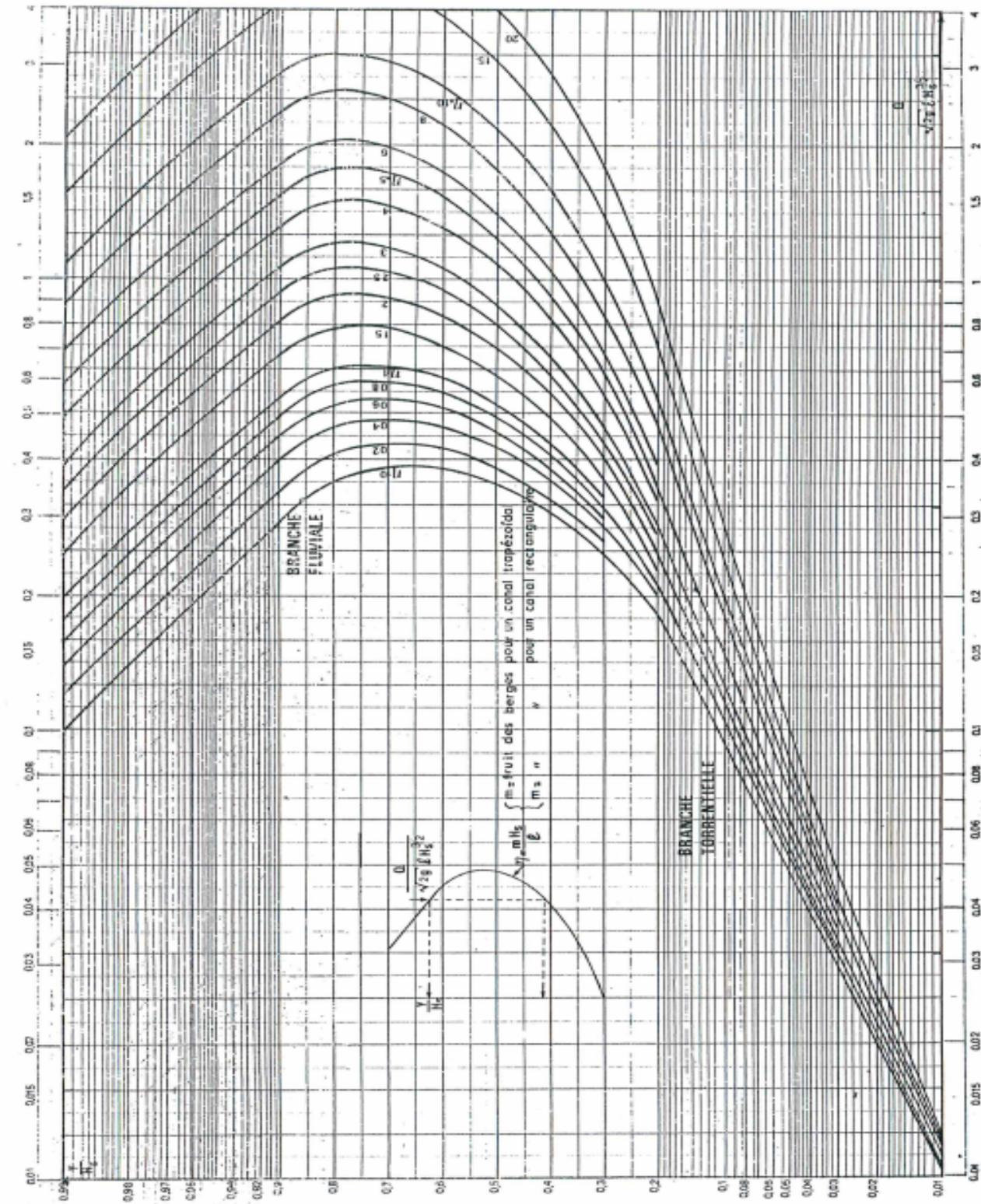


Figure III-31. — Abaque pour le calcul du tirant d'eau dans le coursier.

Abaque pour calcul du tirant d'eau dans le coursier.

Ce graphe donne  $y/H_s$  rapport du tirant d'eau à l'énergie spécifique en fonction de l'expression

$\frac{Q}{\sqrt{2g} \times l \times H_s^{3/2}}$ . Il est donc nécessaire de disposer de  $H_s$  ;  $H_s$  dépend de la charge amont et de la perte de charge le long du coursier ;  $H_s$  est évidemment variable suivant la section considérée.

A la section de contrôle, par rapport au fond :

$$H_c = 1.5y_c \quad (41)$$

Dans une section quelconque,  $\Delta H$  représente la dénivelée du fond par rapport à  $H_c$  considéré comme niveau de référence.

$$H_s = \Delta H - \text{perte de charge} \quad (42)$$

La perte de charge peut être estimée de la façon suivante :

- Si la longueur du coursier est faible, c'est-à-dire inférieure à 5 fois  $\Delta H$ , prendre  $0,1 \Delta H$  ;
- Si la longueur dépasse 5 fois  $\Delta H$ , ce qui est le cas le plus courant,  $0,2 \Delta H$  constitue une bonne approximation.

Il est ainsi possible d'avoir section par section un ordre de grandeur assez approché du tirant d'eau. Pratiquement, il suffit de calculer  $y$  à chaque changement de pente et d'interpeler linéairement entre les sections.

Pour déterminer la largeur du coursier  $l = 2y$ , on opérera par approximation en se donnant au départ, à partir de la longueur du chenal, une première valeur de  $l$ .

Par rapport au tirant d'eau correspondant à la crue du projet, il devient d'ajouter une revanche pour éviter les risques de débordement. « Design of Small Dams » propose la forme suivante pour l'évacuation de la revanche.

$$\text{Revanche} = 0.6 \text{ metre} + 0.05 \times V^3 \times \sqrt{y} \quad (43)$$

Ou ,       $V$  : vitesse en m/s  
                $y$  : tirant d'eau en m

Dans le dessin du coursier, une attention particulière devra être portée aux changements de direction. Pour des raisons topographiques, le tracé est souvent courbe.

Si  $r$  le rayon de courbure et  $V$  la vitesse moyenne de l'eau, il se produit une accélération centrifuge  $\frac{V^2}{2g}$  entraînant entre les deux rives du coursier de largeur  $l$  une différence de niveau.

$$\Delta h = \frac{V^2 l}{gr} \quad (44)$$

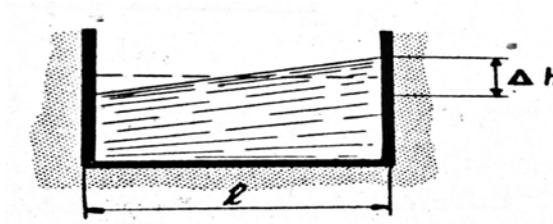


Fig.28. Section mouillée dans une courbe du coursier.

Exemple de calcul de la revanche :

$$V = 10 \text{ m/s}$$

$$r = 20 \text{ m}$$

$$l = 2 \text{ m}$$

$$\Delta h = \frac{V^2 l}{gr} = \frac{10^2 \times 2}{9.81 \times 20} = 1 \text{ m.}$$

$\Delta h = 1 \text{ m}$  ce qui est considérable et oblige à accroître la revanche de 50cm sur le côté extérieur.

**N : B** : Des expériences ont montré qu'en régime torrentiel la pente moyenne transversale était encore plus forte. Pour limiter le problème, le mieux est de réduire au maximum les courbes, de les cantonner dans la partie haute ou au niveau du canal amont et de choisir des rayons de courbure aussi plus grands que possible.

# Chapitre VI

## Ouvrages de prise et de vidange

## CHAPITRE VI.

### Ouvrages de prise et de vidange

#### VI.I. Prise d'eau

##### VI.I.1. Introduction.

Les ouvrages de prise d'eau utilisés dépendent du type d'étang. Plusieurs types d'étangs ont été définis en fonction de leurs ouvrages de prise d'eau :

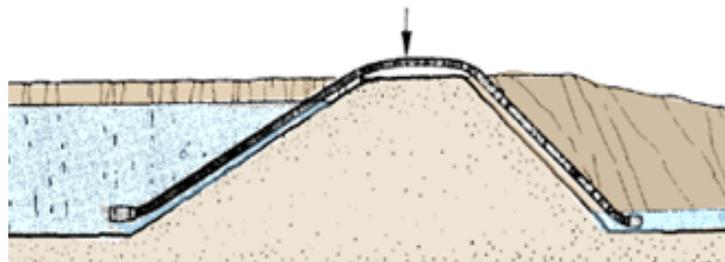
- Étang en déblai : pas d'ouvrage de prise d'eau ;
- Étang de barrage sans canal de dérivation : pas d'ouvrage de prise d'eau ;
- Étang de barrage avec canal de dérivation : prise d'eau principale combinée à un ouvrage de dérivation dans le canal de dérivation ;
- Étang en dérivation : prise d'eau principale avec ou sans ouvrage de dérivation distinct en aval pour élever le niveau du cours d'eau.

Si l'approvisionnement vient d'une retenue, les ouvrages de prise d'eau font habituellement partie du système permettant de libérer l'eau de la retenue dans le canal d'alimentation des étangs. Il s'agit par exemple des ouvrages suivants :

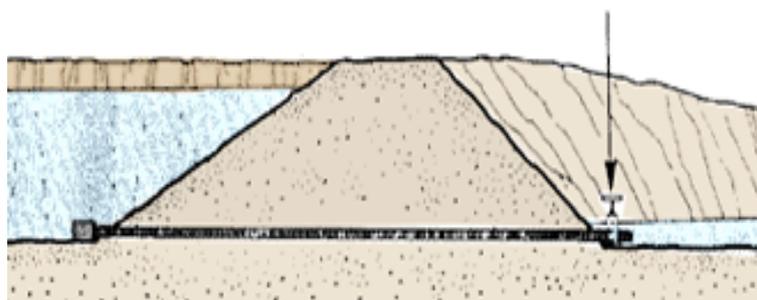
- Un siphon placé au-dessus de la digue de la retenue ;
- La vanne de fond de la retenue, en aval de la digue ;
- L'ouvrage d'évacuation, en amont de la digue, un moine par exemple.

Alimentation en eau  
au départ d'un barrage

Siphon au-dessus du barrage



Valve en dehors du barrage



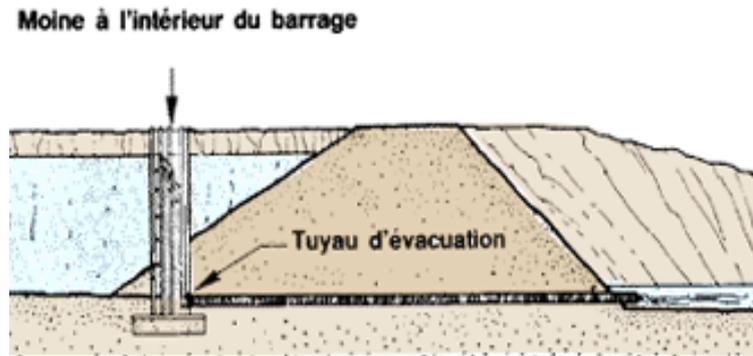


Fig.29. Ouvrages de prise d'eau.

Les principaux éléments d'une prise d'eau sont les suivants :

- Un ouvrage de dérivation servant à régler le niveau du cours d'eau et à assurer qu'il est suffisant pour alimenter la prise d'eau sans la noyer ;
- un dispositif de régulation du niveau d'entrée (et du débit) à l'intérieur de l'ouvrage proprement dit, servant à régler l'alimentation en eau des étangs ; un tel dispositif est généralement relié à l'ouvrage de transport de l'eau;
- un ouvrage de protection de l'entrée, par exemple gros barreaux ou pilotis, ou une série de grilles pour empêcher toute détérioration de la prise d'eau due aux débris.

Il existe de nombreux types d'ouvrages de prise d'eau ; certains d'entre eux sont compliqués et nécessitent l'intervention d'un spécialiste pour leur conception et leur construction.

### VI.1.2. Types et emplacements possibles.

Il y a deux principaux types de prises d'eau :

- Une prise d'eau ouverte ou à niveau libre dans laquelle les niveaux d'alimentation ne sont pas contrôlés et où la prise fonctionne dans toutes les conditions de débit ; ce système est simple et relativement à bon marché, mais il exige généralement une alimentation en eau fiable et qui ne varie pas trop ;

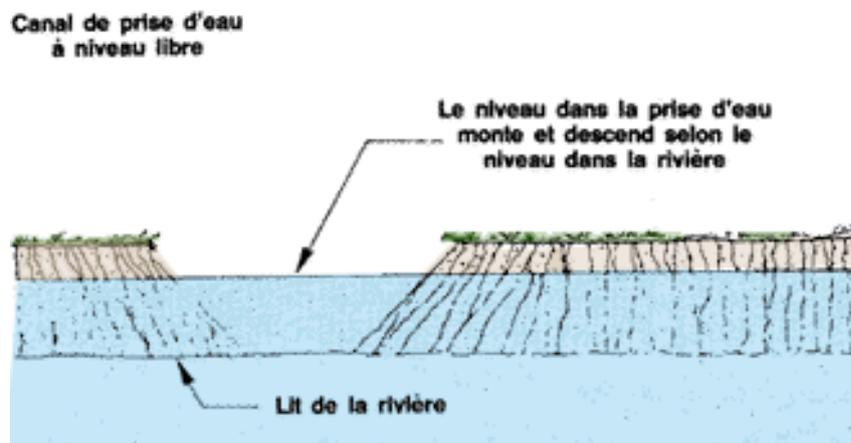


Fig.30. Canal de prise d'eau a niveau libre

- Une prise d'eau à niveau régularisé comportant en aval un ouvrage de dérivation dans le cours d'eau pour y maintenir les niveaux d'eau dans diverses conditions de débit ; ce système plus onéreux mais plus fiable garantit un approvisionnement en eau constant.

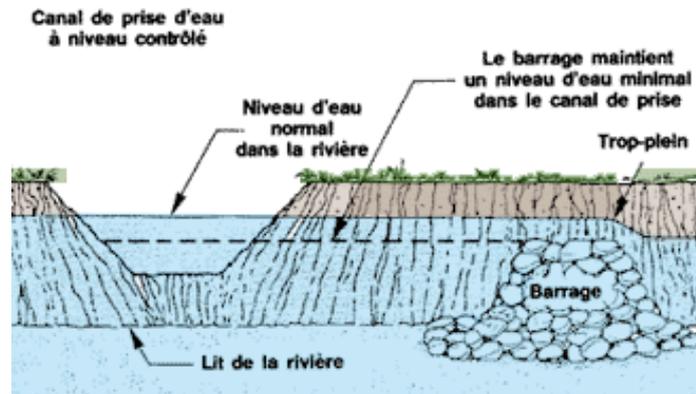
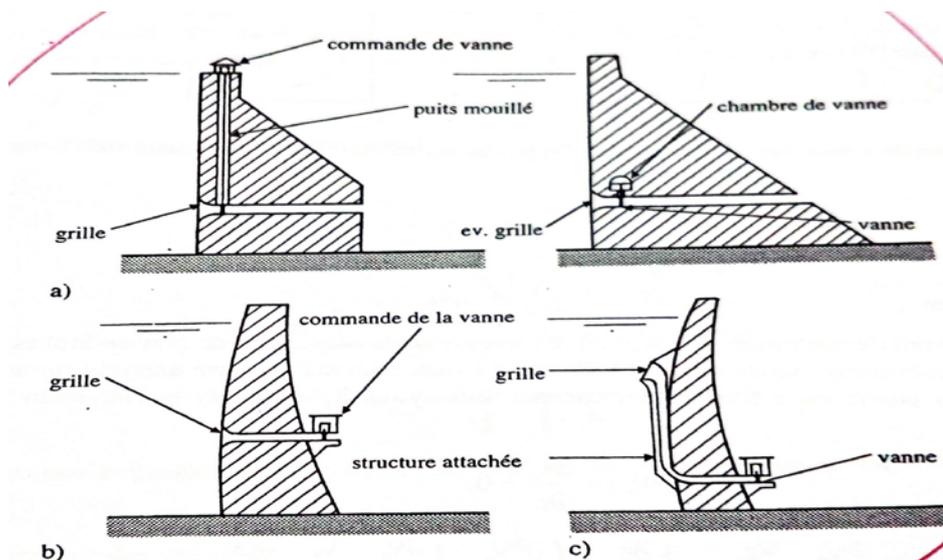


Fig.31. Canal de prise d'eau a niveau contrôlé.

### VI.I.3. Prises d'eau avec barrages en béton.

La prise d'eau d'une retenue avec un barrage en béton peut facilement être combinée avec ce dernier. Cette combinaison est surtout favorable avec des barrages épais tel que les barrages –poids ou barrage à voute épaisse ou la prise d'eau peut être placée directement dans le béton du barrage. Dans le cas d'un barrage élancé, par exemple un barrage à voute mince, la prise d'eau est réalisée par une structure supplémentaire liée au barrage.



Les vannes sont commandées soit depuis le sommet du barrage par un puits ou directement près de la vanne dans une chambre de vanne intégrée au barrage. La figure 32 montre des exemples d'emplacement pour une prise d'eau combinée avec un barrage en béton.

Fig.32. Exemples d'emplacement pour une prise d'eau combinée avec un barrage en béton.

- a) Barrage-poids avec commande des vannes sur le couronnement ou à l'intérieur du barrage ;
- b) Barrage a voûte épaisse ;
- c) Barrage a voûte mince.

#### VI. I.4. Dimensionnement et géométrie de l'entrée d'une prise d'eau.

Le but du dimensionnement d'une prise d'eau est de trouver une géométrie idéale pour que :

- Les pressions soient positives en tout point,
- Les pertes de charge soient petites,
- L'écoulement reste potentiel (pas de turbulence),
- Aucune zone de cavitation ou sous-pressions n'apparaisse le long du puits d'entrée,
- L'écoulement ne provoque pas de vibrations des grilles ou des vannes.

Si la prise alimente une centrale hydroélectrique, la vitesse à l'entrée de la prise d'eau est normalement limitée entre 0,5 et 1,0 m/s. Il est évident que cette condition conduit à des sections d'entrée importantes.

Néanmoins, les pertes de charge deviennent très faibles car le coefficient de perte de charge du pertuis d'entrée est inférieur à  $\zeta = 0,1$  dans le cas d'une géométrie appropriée : la perte de charge se calcule par  $\Delta H = \zeta \cdot V^2 / 2$  avec  $V$  égale à la vitesse dans la conduite d'amenée à l'aval du pertuis d'entrée de la prise.

#### VI.I.5. Mesures constructives contre la formation des vortex.

La formation de vortex peut être évitée en garantissant une hauteur de submersion minimale. L'agrandissement de la section d'entrée de la prise d'eau constitue une alternative. En pratique, le problème est plutôt résolu par des mesures constructives permettant d'éviter la formation de vortex ou (au maximum) de prévenir les effets néfastes des vortex.

Les mesures constructives peuvent être classés dans trois catégories :

1. Mesures contre la formation de vortex : (i) choisir l'emplacement de la prise d'eau de telle manière que les vitesses d'approche ne soient asymétriques ;(ii) réduire les courants secondaires et les zones d'eau stagnante près de l'entrée de la prise d'eau. (Fig.33.)

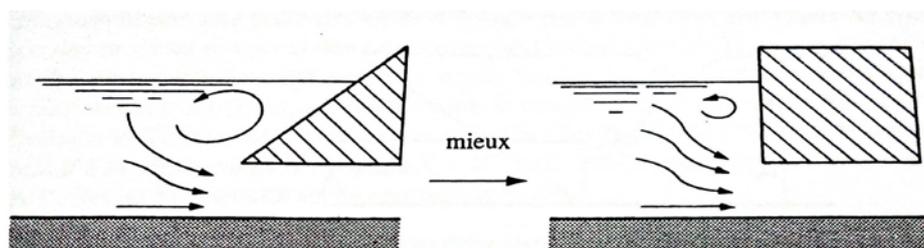


Fig.33. Mesure pour réduire les courants secondaires et les zones d'eau stagnante.

2. Correction de l'excentricité de l'écoulement : Parmi les corrections les plus utilisées, on cite :

- Sucrer les zones de tourbillon ou d'eau stagnante par des puits /appareils d'injection (Fig.34) ;
- Interrompre la circulation par des parois verticales, piliers poutres plongeantes, grilles ou treillis flottants ou immergées,
- Agrandir la section d'entrée de la prise d'eau.

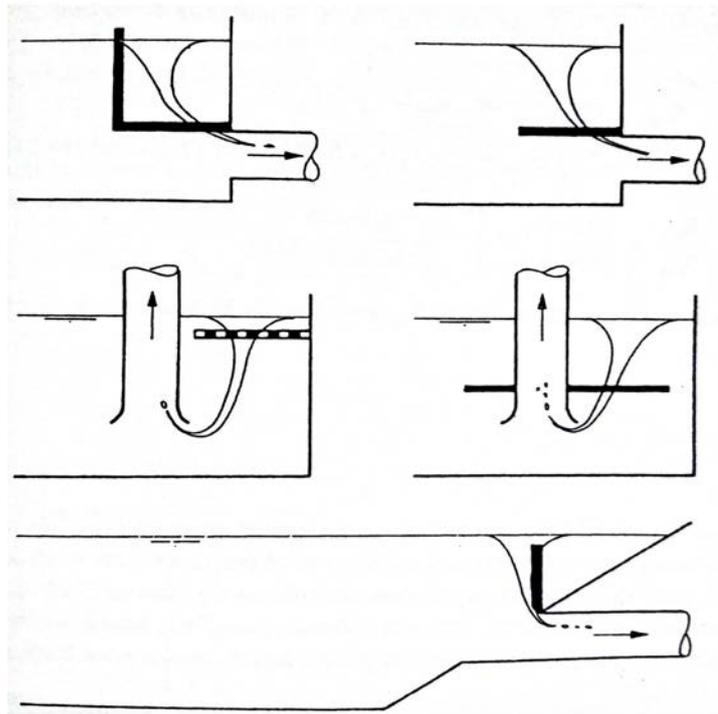


Fig.34. Destruction des zones d'eau stagnantes par un appareil d'injection

3. Mesures contre l'entraînement d'air (prolonger ou détourner la queue du vortex de la prise) :

- Élever la retenue du réservoir du réservoir
- Prévoir un plafond au-dessus de l'entrée de la prise d'eau,
- Grilles /treillis au-dessus de la prise d'eau et piliers plongeants dans le noyau pour les vortex stationnaires.

L'effet de toutes ces mesures est difficile à prévoir. Pour des ouvrages importants, des essais sur modèle réduit sont par conséquent indispensables.

Denny et Young (1957) proposent quelques mesures constructives pour éviter la formation de vortex lié à la prise (fig.35). Ils distinguent les précautions qui ont pour but d'empêcher la rotation de l'eau dans le voisinage de la prise et de détourner la queue du vortex loin de la prise.

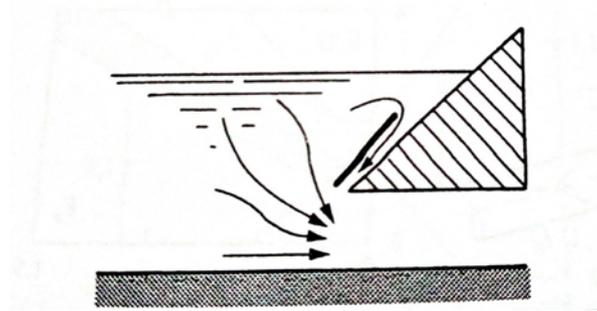


Fig.35. Précautions constructives pour empêcher l'entraînement d'air dans la prise à l'aide de grilles flottantes. (Denny et Young 1957).

## VI.II. Vidange de fond.

### VI.II.1. Introduction

Les barrages modernes font normalement partie d'aménagements à buts multiples. Ils peuvent servir à l'approvisionnement en eau potable, à la protection contre les crues, comme à la production d'énergie hydroélectrique.

La vidange de fond constitue un élément indispensable d'un barrage de retenue car elle sert à assurer :

- La montée contrôlée du plan d'eau lors de dangers naturels,
- L'évacuation de dépôts de sédiments,
- La surveillance, l'entretien et les réparations du barrage et de ses ouvrages annexes en vidant la retenue ;
- Le remplacement de la prise d'eau ou la réparation de celle-ci en cas de défaillance.

Pour les ouvrages relativement importants, ou s'il y'a risque de transports solides à travers la vidange, on adopte des conduites de vidanges à écoulement libre(fig.36).

La conduite peut être alors soit un tuyau de gros diamètre en acier ( $\phi$  1000 mm par exemple), soit une canalisation en béton de type galerie ou ovoïde de 1,3 à 2m de hauteur par exemple.

L'écoulement dans la conduite doit être aéré dès l'aval de la vanne amont par un reniflard, afin d'éviter des phénomènes de battements ou des vibrations sous l'effet du passage en écoulement instable à fort débit.

Le calcul de la conduite se fait suivant les formules classiques de calcul d'écoulement à surface libre.

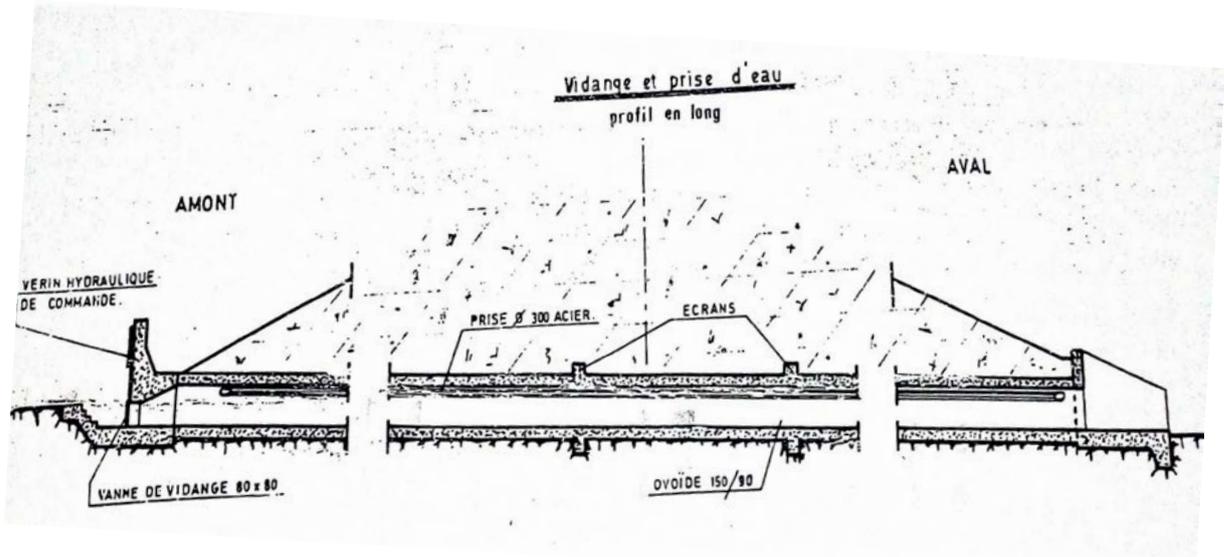


Fig.36. Conduite de vidange à écoulement libre.

### VI.II.2. Résistance des conduites de prise et de vidange aux sollicitations mécaniques.

Les dangers que présenterait toute infiltration des conduites de prise et de vidange dans le barrage, impose de vérifier avec soin la résistance mécanique de ces conduites afin de s'assurer qu'il n'y aura pas de risque de rupture.

La pression due au poids du remblai d'un barrage peu élevé au-dessus de la conduite de prise et de vidange n'est pas, en général, dangereuse car elle est très répartie. Il est extrêmement rare que sous des remblais de moins de 20m de haut elle entraîne la rupture de la canalisation bien posée.

Un autre problème aussi important est le risque de rupture par flexion longitudinale due aux tassements. La question est relativement complexe car, en cas de tassement excessif, on ignore quel est le comportement réel de la conduite. L'analyse du phénomène repose sur des hypothèses.

Sous l'effet du poids de la digue, il se produit un déplacement vers le bas du à la fois à l'élasticité instantanée et à la consolidation de cette fondation. On peut calculer le tassement par les méthodes classiques de la mécanique des sols.

La canalisation prise dans le terrain est amenée à suivre ce tassement. Deux cas peuvent alors se produire :

- Si elle est suffisamment souple, (acier seul ou enrobé de béton bitumineux), elle suit le terrain ; il suffit alors simplement de vérifier qu'elle ne risque pas de se rompre par effort de tension.
- Si elle est très rigide et résiste au tassement (conduite enrobée de béton armé) il peut se produire un décollement des terres en-dessous d'elle ce qui est très grave, car cela peut conduire à des écoulements préférentiels et à la formation de renards.

Il faut donc adapter la conduite à la nature du terrain et proscrire tout enrobage trop rigide sur fondation molle (le tassement se produira sur tous les remblais en croissant graduellement des bords au centre).

Une fois calculée la courbe des tassements sous la digue, il est facile de vérifier la résistance de la conduite.

$\rho$  étant le rayon de courbure minimum de la déformation du tassement,  $E$  étant le module d'élasticité du matériau de conduite,  $v$  étant la demi-hauteur de la conduite,

La contrainte engendrée est :

$$\sigma = \frac{E \times v}{\rho} \quad (45)$$

( $v$  et  $\rho$  étant exprimés dans les mêmes unités,  $\sigma$  s'exprimera dans la même unité que  $E$ ).

### VI.II.3. Conclusion sur la mise en place des conduites

Les conduites en béton armé coulées sur place dans un coffrage sont très résistants mais relativement raides. Il s'agit d'une solution couteuse qui ne doit être utilisée que sur fondation rigide et après vérification des conduites induites par le tassement.

Les conduites préfabriquées en tranchées remblayées sont faciles à mettre en place et peu couteuses. Mais la liaison terre tuyau doit être parfaite (enduit bitumineux) et le compactage spécialement soigné. Le mieux est alors d'utiliser le tuyau d'acier qui suit bien le tassement.

Les canalisations préfabriquées enrobées de béton bitumineux étanche représentent une solution de grande sécurité quoiqu'un peu plus couteuse. Il faut bien veiller à l'étanchéité du béton, au bon contact avec la conduite et à une bonne réalisation des écrans anti-renards.

Ces écrans anti-renards doivent se développer radialement autour de la conduite sur 0,30 à 0,80 m.

Ils sont placés au droit des zones imperméables (noyau), ou le gradient hydraulique de l'infiltration est le plus fort.

Dans la partie aval de la conduite, un drain aboutissant au système de drainage du barrage peut être prévu.

### VI.III. Dispositif de dévasement.

L'élimination des apports solides (vases) constitue un problème difficile à résoudre dans certains barrages réservoirs. L'apparition de conduites flexibles de gros diamètres, résistant à l'écrasement sous une pression extérieure et à l'abrasion, permet d'envisager le dispositif suivant (fig.37) :

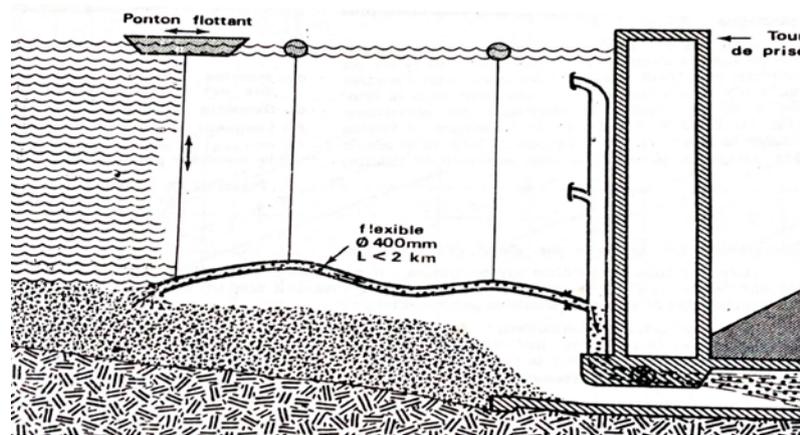


Fig.37.Schéma d'un dispositif de dévasement.

Une conduite fixe équipée de points de branchement est raccordée à la conduite de vidange, qui doit elle-même résister à l'abrasion. Une conduite flexible peut être branchée sur cette conduite fixe. L'extrémité amont du tuyau flexible peut être déplacée au moyen d'un ponton flottant, à la surface de la couche de vase qui est aspirée par l'évacuation de l'eau sous la charge de la retenue. On peut nettoyer ainsi le fond de la retenue sur une distance de 1 à 2 km en amont du branchement fixe.

## Références Bibliographiques

## Références Bibliographiques

- ANDREEVSKI A.V., KREMENETSKI N. N., PANOVA M., (1970). Livre de problèmes sur L'hydraulique. Edition « Energie ». Moscou. (En russe).
- AGROSKIN L.I., DMITRIEV G.T., PIKALOV F.I., (1964).” Hydraulic”. Gosenergoizdat,
- BAKHMETEFF B.A., (1934). Hydraulic open Channels-Moscow, Gostranizdat, USSR.
- BEREZINSKIY A.S., (1950). Capacity of the weir with a wide threshold. Stroyizdat. (In Russian).
- FILIPPOV E.G. (1987). Measurement of water flow in open channels and drainage systems. Methods for measuring water flow and flow. Moscow. Edition. Minvodkhoz. USSR.
- ISO " 4360-1984". Liquid flow measurement in open channels –Rectangular trapezoidal profile weirs (first version). Geneva.
- KHATSURIA R.M., (2005). Hydraulics of spillways and energy dissipators. Edition: Marcel Dekker. New York
- KREMENETSKI D., CHTERENLIKHT D., - ALYCHEV L., YAKOVLEVA A. (1984). Hydrauliques. Editions Mir. Moscow. Russia. (En russe)
- LENCASTRE A., (1973). Manuel d'hydraulique générale. Paris. Eyrolles.
- MOISE P.P., (1970). Shaft spillways. Edition Energy, Moscow.
- U.S.B.R. (1987). Design of small dams. US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
- SLISSKY S.M., (1986). Hydraulic calculations of high-pressure hydraulic structures. A manual for Universities. Energoatomizdat. Moscow.
- THOMAS H., (1976). The engineering of large dams. New-York, Wiley and sons, Chickester. Vol.2.
- VOROBEV A.S., (1980). Report of the flow of water in hydroelectric plants. Moscow: Energy.