

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

**SUJET**

ETUDE  
D'UN EVACUATEUR DE CRUE  
COMPOSE D'UN DEVERSOIR  
ET DES PERTUIS

4 PLANCHES

Proposé par :

M. UTRYSKO

Etudié par :

SAMPILAHY CHARLES  
RAKOTOARISOA GILBERT

Dirigé par :

M. UTRYSKO

PROMOTION :

JUIN 1986

## ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

ETUDE  
D'UN EVACUATEUR DE CRUE  
COMPOSE D'UN DEVERSOIR  
ET DES PERTUIS

Proposé par :

M. UTRYSKO

Etudié par :

SAMPILAHY CHARLES  
RAKOTOARISOA GILBERT

Dirigé par :

M. UTRYSKO

PROMOTION :

JUIN 1986

- R E M E R C I E M E N T -

---

Nous exprimons à tous les professeurs, les assistants et assistantes de notre très sincère gratitude pour les conseils et les encouragements qu'ils ont bien voulu réserver à ce modeste travail dans le prestigieux mémoire de notre recherche, et surtout contribuer à notre formation.

Nous tenons à remercier Monsieur UTRYSKO et Monsieur BOUACHE du plaisir et de l'honneur qu'il nous fait en témoignant ainsi les sentiments d'estime réciproque et de confraternité scientifique et technique qui ont toujours marqué nos relations pendant notre formation.

Nous tenons à remercier également toutes les personnes de loin ou de près qui nous ont aidé.

Enfin, nous voulons exprimer notre respectueuse considération et les remerciements anticipés à tous les membres de Jury.

-oOo- D E D I C A C E S -oOo-

A LA MEMOIRE DE MA MERE, QUI M'A APPRIS  
"COMMENT PEUT-ON MENER UNE VIE POUR ATTEINDRE UN OBJECTIF"

RAKOTOARISOA Gilbert.

- A TOUTE LA FAMILLE
- A NOS FRERES, SOEURS ET COUSINES
- SANS OUBLIER LES AMIS (ES) INTIMES.

SAMPILAHY Charles

RAKOTOARISOA Gilbert.

T A B L E D E S M A T I E R E S

	Page
I N T R O D U C T I O N	1
C H A P I T R E - I .	
I <sub>1</sub> - Aperçus sur les déversoirs	2
I <sub>2</sub> - Aspect qualitatif de l'écoulement	2
I <sub>2.2</sub> - Les différents types de nappes sous l'influence de la charge.....	3
C H A P I T R E - II	
- LE COMPORTEMENT DE L'ÉCOULEMENT SUR UN DEVERSOIR DE REFERENCE .....	4
1) Déversoir à mince paroi.....	4
2) Caractéristique de la nappe libre du déversoir type BAZIN.....	4
3) Déversoir à seuil épais .....	5
a) Répartition des pressions sur le parement aval.....	5
4) Recherche du profil type d'un déversoir...6	6
5) Déversoir à seuil normal .....	7
C H A P I T R E - III .	
Les caractéristiques de l'écoulement sur le parament aval de déversoir .....	9
1) Définition des écoulements irrotationnels.9)	9
2) Écoulement irrotationnel à potentiel des vitesses .....	9
3) Gradient <del>trans</del> versal des pressions influence de la courbure de la trajectoire..10	10
4) Gradient <del>trans</del> versal des vitesses .....	11
a) Application à l'écoulement sur un barrage déversoir.....	13
b) Couche- Limite laminaire .....	16
c) Couche- Limite turbulent .....	17
d) Développement de la couche-limite à l'entrée des pertuis-Cas du régime laminaire..18	18

e) Résistance opposée par un solide immergé dans un courant liquide .....	19
Résistance de forme, décollement, sillage .....	20
f) Pertes d'énergie au long du seuil, la couche limite .....	21
<b>C H A P I T R E - I V .</b>	
1) Caractéristiques des écoulements à travers les pertuis de fond .....	24
2) Méthode de calcul théorique .....	25
Théorie des écoulements à <del>potentiels</del> vitesses par des fond .....	27
3) Etudes théoriques de ressaut .....	27
- Relation fondamentale entre les profondeurs conjuguées .....	28
- Recherche de la position du ressaut .....	29
- Intérêt pratique du ressaut .....	29
<b>C H A P I T R E - V .</b>	
<b>P A R T I E E X P E R I M E N T A L E</b>	
1) Description de l'installation .....	31
2) Description du modèle réduit .....	31
3) Répérage du zéro déversoir .....	31
4) Détermination de débit passé par un déversoir triangulaire .....	34
Hypothèse sur la prise de pression .....	38
- Détermination de diamètre des pertuis .....	42
- Tableau des mesures et de débit et des pressions pour déversoir seul .....	44
- Tableau des mesures et des pressions pour déversoir et un pertuis .....	45
- Tableau des mesures et de pressions pour déversoir et deux pertuis .....	46
- Description des phénomènes lors du fonctionnement simultané du déversoir et deux pertuis .....	52

-Résultats expérimentaux sur les ressauts.....	53
-Précisions des mesures .....	57
-L'exactitude des mesures de débit pour le fonctionnement d'un déversoir seul .....	61
-Exactitude des résultats pour le fonction- nement de deux pertuis .....	62
-d'un déversoir et d'un pertuis .....	62
-d'un déversoir et deux pertuis .....	63
La similitude en hydraulique .....	63
-similitude cinématique .....	63
-similitude dynamique .....	64
Choix d'échelle .....	65
Effet d'échelle .....	65
Tableau donnant les valeurs de nombre de Reynolds pour déversoir .....	71
Nombre de Weber .....	73
Similitude de Weber .....	73
Interprétation de la somme des courbes $Q=F(H)$ ..	74
Interprétation des courbes généralisées .....	74
Intérêt pratique de ces courbes .....	75
C O N C L U S I O N ; ; ; .....	79

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE HYDRAULIQUE

PROMOTEUR : M. UTRYSKO

ELEVES INGENIEUR : - SAMPILAHY Charles  
- RAKOTOARISOA Gilbert

وزارة التعليم العالي  
مكتبة المدرسة الوطنية للهندسة المعمارية

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
المكتبة — BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

الهندسة المعمارية  
الهندسة المدنية  
الهندسة الكهربائية  
الهندسة الميكانيكية  
الهندسة الكيميائية

الموضوع : دراسة تصريف مياه سد من خلال هدار ومفيض  
: هذا المشروع يعتمد على دراسة كمية للمياه الصرف من عدة اجزاء من الصرف وتأسيس  
الجريان بهدف ازالة كل الحوائق الممكن حصول خلال العمل المتواصل للهدار ،  
حيث كانت النتائج العملية دقيقة ومحددة حيث وضعناها بمتغيرات مختصرة لقياس لنا ،  
اما من ناحية تهديد الطاقة فقد حرصنا على ملاحظة وتحليل ظواهر القفز  
الهيدروليكية خلف المصرف ،

**Sujet:** Etude d'un évacuateur de crue composé d'un déversoir et des pertuis.

**Résumé:** Notre projet a fait l'objet d'études quantitatives des débits des différentes parties d'évacuateur et du comportement de l'écoulement, dans le but d'envisager les genes qu'on peut rencontrer lors du fonctionnement simultané du déversoir et des pertuis.

On a évalué la précision et l'exactitude des résultats expérimentaux, fait la présentation par des variables réduites, adimensionnelles.

A propos de la dissipation d'énergie, on est incité d'observer et de commenter les phénomènes de ressaut en aval de l'évacuateur.

**Subjects:** Study of an evacuator of a water flow composed of a weir and spill way

**Abstract:** Our project has been made of quantitative studies of discharge of the different parts of an evacuator and the behaviour of the water flow, in the aim of finding the problems created during the simultaneous work of the weir and the spill way.

we have evaluated the precision and the rightness of the experimental results and made the presentation with reduced and adimensional variables. About the dissipation of energy, we tend to observe and to comment the phenomenon of ressault in down-stream of the evacuator



## I N T R O D U C T I O N

Face à des réalisations des ouvrages hydrauliques , l'ingénieur chargé d'établir le projet d'un ouvrage comme un barrage prend une responsabilité considérable pour plusieurs raisons.

-En premier lieu , les activités économiques qui dépendent du fonctionnement correct de cet ouvrage . Souvent c'est l'alimentation en eau qui conditionne toute une suite d'opérations conduisant à mettre en oeuvre un personnel très nombreux , un matériel considérable qui produisent des biens de valeur très élevée.

Sans perdre de vue , la menace qu'entend les habitants , les biens et les installations diverses à l'aval de l'ouvrage d'accumulation pendant la période de pluie exceptionnelle.

-Vu , l'importance d'un évacuateur de crues dans ce cas , on est amené à faire des études théoriques et expérimentales concernant le fonctionnement d'un évacuateur de crues composé d'un déversoir à surface libre et des pertuis de fond sur modèle réduit.

-Plus précisément , les études qu'on devra faire sont consacrées à des observations , les explications des phénomènes se produisant de l'entrée jusqu'à la zone aval du déversoir et des pertuis. Afin d'apporter des meilleurs interprétations sur les phénomènes observés , on essaie de se référer en même temps avec les résultats faits et l'état de connaissance sur ce modèle.

Il est bien de dire à priori qu'il se produit des effets érosifs à l'aval d'un tel type d'ouvrage. Dans l'intérêt de réduire le potentiel érosif à cet endroit , on essaie de créer des ressauts , et de surveiller avec vigilance les comportement des ressauts sous l'influence de charges à l'amont du modèle.

On sait qu'au sens large d'un modèle réduit , on le définit par sa finalité comme tout moyen permettant de raisonner sur un phénomène , et aussi un modèle est avant tout une synthèse de connaissance.

## Chapitre I

## APERÇUS SUR LES DEVERSOIRS

Il existe plusieurs formes de deversoirs :

A- Deversoir à mince paroi: il se divise en trois types.

a<sub>1</sub> - Deversoir vertical, suivant la forme du profil de l'échancrure, nous distinguerons plusieurs groupes.

- Deversoir rectangulaire, c'est le plus classique et celui, qui a été mieux étudié. La théorie exacte est délicate à établir en raison de la difficulté à définir une section transversale perpendiculaire à tous les filets.

- Deversoir triangulaire : le profil de l'échancrure à la forme d'un triangle.

- Deversoir trapézoïdal, l'échancrure à la forme d'un trapèze.

- Deversoir circulaire.

a<sub>2</sub> - Deversoir incliné. Le plan du déversoir étant incliné sur la verticale d'un angle  $i$ .

a<sub>3</sub> - Deversoir latérale : C'est un déversoir ménagé dans la paroi latérale d'un canal.

B- Deversoir à crête épaisse.

Un tel deversoir, on peut citer, le deversoir à profil Greager, à profil normal etc . . .

Pour notre expérience, nous avons choisi le deversoir à seuil normal, car avec celui-ci il ne se produit ni dépression ni surpression.

### I.2 Aspect qualitatif de l'écoulement, de l'amont vers l'aval du deversoir.

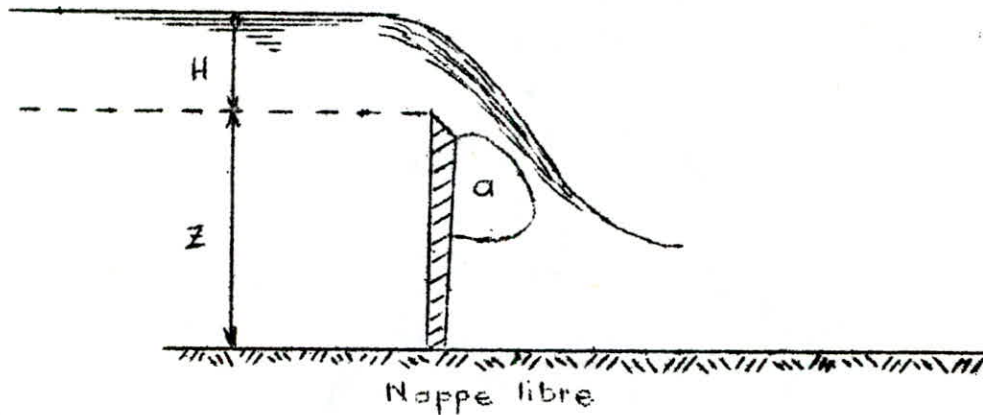
A l'amont : On constate que le niveau supposé constant à l'amont s'abaisse sensiblement au-dessus du seuil en raison duquel nous avons intérêt de prendre nos lectures beaucoup plus loin de l'ouvrage vers l'amont.

Cet abaissement dépend des caractéristiques du déversoir et sur tout de la charge donnée.

A l'aval : Après son passage sur le seuil, la lame déversante ou tout simplement nappe déversante peut présenter différentes formes en rapport avec la charge et le niveau aval.

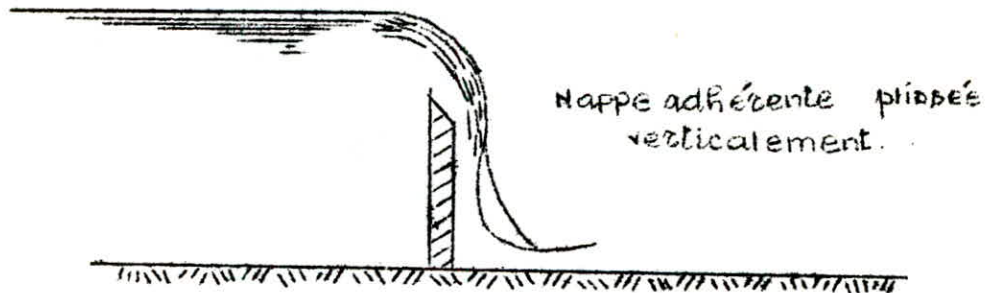
I 2 2 Les différents types de nappes sous l'influence de la charge

a- La nappe libre : Si la charge  $H$  est suffisante pour que la nappe soit projetée assez loin du deversoir et si l'air peut accéder librement sur tout son pourtour, la nappe est libre.



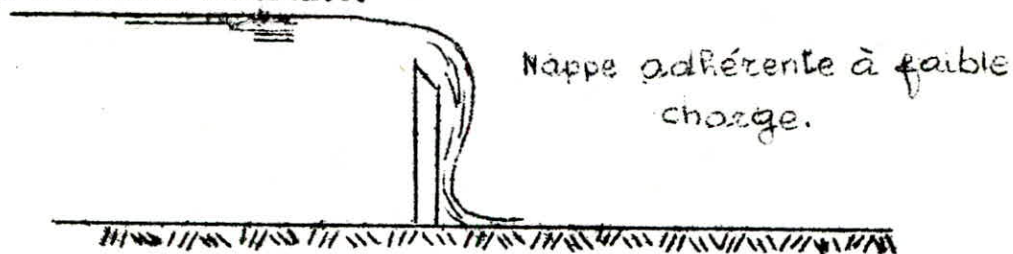
b- Nappe adhérente plissée verticalement.

Si la charge augmente sans que l'air puisse pénétrer sous la nappe, cette dernière reste adhérente en se plissant verticalement et le pied de la nappe se rapproche du deversoir.

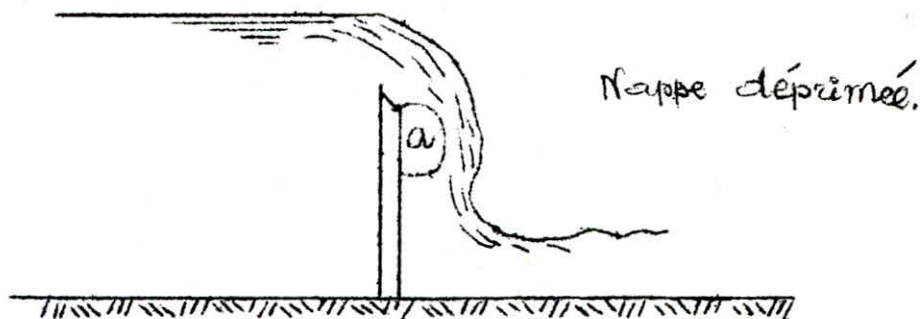


c- Nappe adhérente à faible charge.

Si la charge est suffisamment faible, la nappe se déprime d'avantage jusqu'à devenir adhérente.



Nappe déprimée. 4  
Si l'air ne peut pas accéder facilement sous la nappe, on a affaire à une nappe déprimée.



## Chapitre II

### LE COMPORTEMENT DE L'ÉCOULEMENT SUR UN DEVERSOIR DE RÉFÉRENCE

(Mince paroi)

#### 1- Déversoir à mince paroi

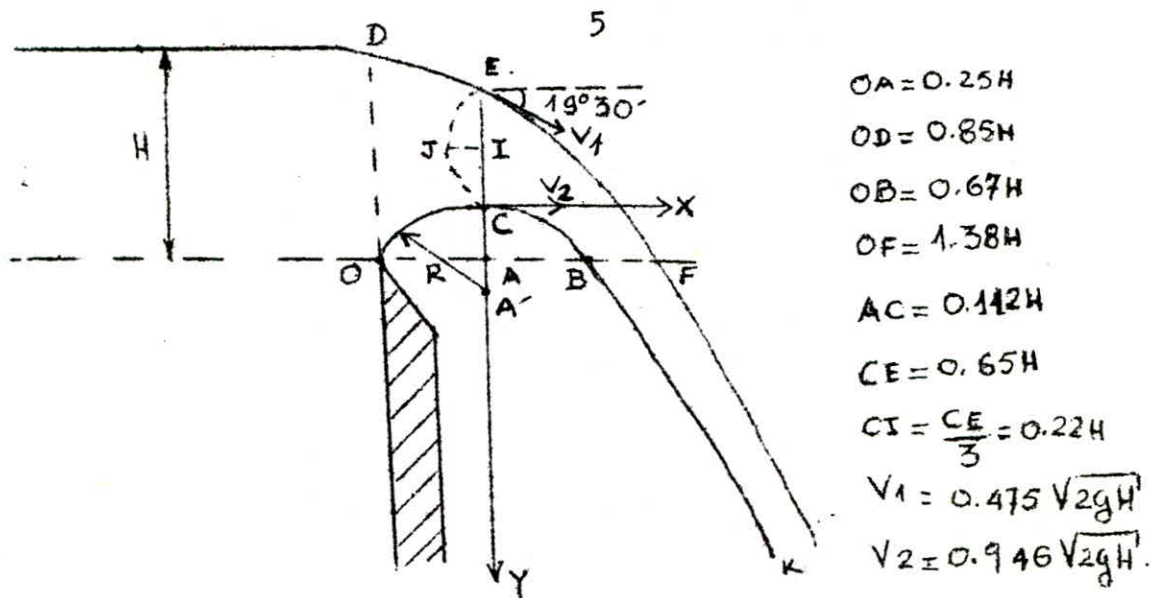
Le déversoir est à mince paroi si l'épaisseur de la crête est inférieure à la moitié ou même quelquefois aux deux tiers de la charge.

Écoulement au-dessus d'un déversoir à mince paroi de BAZIN.

C'est le type de déversoir sur lequel, il existe le plus grand nombre d'observations et qui peut par conséquent, donner des valeurs précises pour la mesure du débit. Dans l'éventuel cas d'obtenir des résultats en toute précision possible, il doit satisfaire à certaines conditions : La crête ne doit pas être trop basse et le seuil doit être en mince paroi; on l'exige toujours d'être bien horizontal et souvent biseauté de manière à former une arête vive. Il faut éliminer complètement la contraction latérale, dans ce but le canal ou l'on placera le déversoir doit avoir des parois parfaitement verticales et lisses, et la largeur du déversoir doit être exactement égale à la largeur du canal d'amenée. Il faut assurer une aération complète de la nappe, de façon à maintenir la nappe toujours libre, par des systèmes de ventilation.

#### 2- Caractéristique de la nappe libre du déversoir type BAZIN.

Les expériences de BAZIN et SCIMENI ont montré que les coordonnées du profil de la nappe ne dépendent que de  $H$ ; elles sont indiquées sur la figure suivante.



D'après SCIMENI, pour une charge  $H=1$ , le profil de la face inférieure de la nappe a pour équation ( courbe CBK )

$$Y = 0,5 X^{1,85}$$

Par rapport aux axes  $O_x$  et  $O_y$  indiqués sur la figure, la courbe OC est un arc de cercle de centre  $A'$  et de rayon  $R=0,4H$ . Les pressions relevées expérimentalement à l'intérieur de la nappe sur la verticale ACE sont représentées par la courbe CJE; la pression maximale se produit environs aux deux tiers de la profondeur (  $EI = \frac{2}{3} EC$  ) et a pour valeur  $IJ = 0,18 H$  ( en hauteur d'eau ).

Si on trace la courbe des  $\frac{V^2}{2g}$ ; on peut vérifier que la somme

$Z + \frac{P}{w} + \frac{V^2}{2g}$  reste pratiquement constante ce qui montre que l'écoulement est conservatif et à potentiel vitesse.

### 3- Deversoir à seuil épais

Ce type d'ouvrage est y utilisé pour l'évacuation de gros débit ( évacuateur de crue ), et son parement aval est profilé pour guider la nappe déversante et la conduire dans le bief aval de manière à diminuer ses effets destructifs.

#### a- Répartition des pressions sur le parement aval

Suivant la forme du profil du parement et la valeur de la charge à l'amont certains zones du radier peuvent être soumises à des dépressions

qui risquent de provoquer des vibrations , des décollements de la couche-limite et des phénomènes de cavitation.

Messieurs CAMICHEL et ESCANDE ont montré que la perte de charge le long de la lame déversante était pratiquement négligeable ce qui montre qu'on a affaire à un écoulement plan irrotationnel susceptible d'être étudié par les méthodes habituelles, notamment la méthode de Prasil. Cette méthode consiste de tracer le réseau des lignes de courants et des lignes équipotentiellles et d'en déduire la répartition des pressions par application du théorème de Bernoulli. Il faut que son coefficient:  $\mu = Q/b\sqrt{2g} H^{3/2}$ , soit élevé que possible, ce qui permet de réduire la largeur b de l'ouvrage pour évacuer un débit donné sous une charge fixée. Il faut aussi que le profil du parement aval soit tel qu'il ne donne pas naissance à des dépressions risquant d'entraîner les conséquences néfastes indiquées précédemment.

#### 4-Recherche du profil-type d'un déversoir.

On est ainsi conduit à rechercher la forme à donner à l'ouvrage pour satisfaire aux deux conditions précédentes.

Soit une nappe déversante par déversoir à crête mince et à nappe libre; la partie inférieure de la nappe est donc à la pression atmosphérique. Remplaçons l'air situé sous la nappe par la maçonnerie d'un barrage, si on néglige la perturbation due à la substitution frottement de l'eau sur l'air, le déversoir ainsi réalisé est tel qu'en chaque point de son parement aval la pression soit égale à la pression atmosphérique .

Tout profil situé au-dessus entrainera des surpressions donc une diminution du coefficient de débit et tout profil situé au-dessous entrainera des dépressions donc des risques de décollements. Le profil réalisé par la nappe libre est donc le profil type.

SCIMEMI a proposé pour ce profil l'équation ci-après:

$$\frac{Y}{H} = 0,50 (X/H)^{1,85}.$$

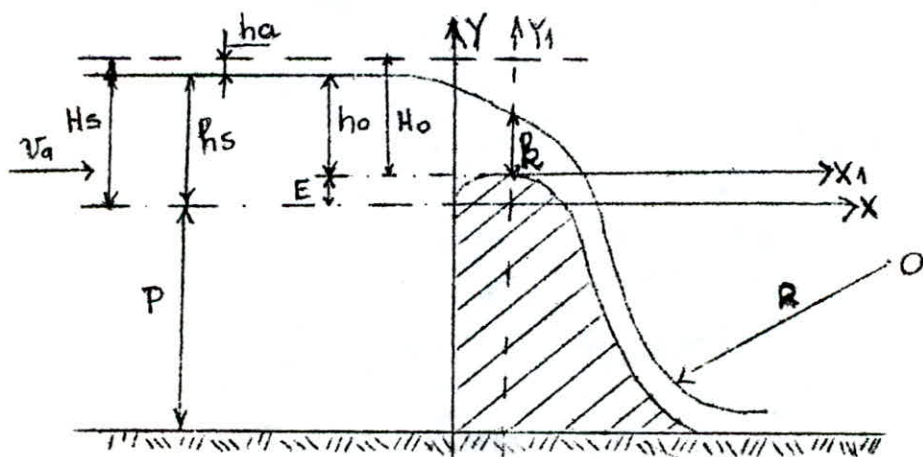
L'ingénieur CREAGER a préconisé un profil situé légèrement au dessus du profil-type de la nappe libre; l'équation est :

$$\frac{Y}{H} = 0,47 \left( \frac{X}{H} \right)^{1,8}$$

### 5- DEVERSOIR à seuil normal

Nous avons adopté la forme d'un deversoir à seuil normal proposé par : " l'U.S. Bureau of Reclamation " pour notre modèle réduit. On appelle seuil Normal, un seuil épais au parement duquel ne se produisent ni surpressions, ni dépressions, pour une charge déterminée ; Sa forme doit donc s'adapter à la face inférieure d'une nappe qui s'écoulerait librement dans l'atmosphère, au-dessus d'un deversoir à mince paroi.

Comme on vient de dire précédemment, qu'il y a plusieurs équations proposées pour la partie inférieure de la nappe liquide. Mais, on a trouvé les données les plus précises et concrètes sur ce sujet dans les essais de " l'U.S. Bureau of Reclamation "



Indications.

$E$  : hauteur du couronnement.

$h_c$  : profondeur critique.

$R$  : rayon de courbure du coteur.

$H_o$  : charge critique.

$H_s$  : charge critique totale.

Le terme  $h_a$  représente l'énergie cinétique dans le canal d'amenée,

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} \quad V_a : \text{étant la vitesse d'approche.}$$

Les grandeurs avec un indice "S" se rapportent à la paroi mince, utilisées dans les essais, et avec indice "Ho". Ces mêmes grandeurs par rapport au point le plus haut de la face inférieure de la nappe, ce qui correspond à la crête du seuil épais.

On appelle P, la hauteur de pelle, selon la figure ci-dessus. La forme du seuil déversant est donnée par le tableau ci-dessous. (N°1)

Ces valeurs se rapportent au système d'axes (X,Y), dont l'origine est situé au couronnement de la paroi mince. Le point le plus haut du seuil choisi comme origine des coordonnées du système d'axes ( $X_1, Y_1$ )

Pour une vitesse d'approche négligeable, on obtient l'expression suivante :

$$Y_1 = - \frac{X_1^n}{K H_o^{n-1}}$$

Les valeurs de K et n sont données dans le tableau N°1 suivant, en fonction du rapport a/b

Tableau N° 1

a/b	K	n	a/b	K	n
0	2	1,850	0,6	1,940	1,816
0,1	1,975	1,846	0,7	1,936	1,809
0,2	1,955	1,842	0,8	1,925	1,800
0,3	1,939	1,838	0,9	1,902	1,780
0,4	1,931	1,831	1	1,873	1,776
0,5	1,935	1,825			

POUR notre modèle, le parement amont est vertical donc le rapport a/b=0

Le tableau nous donne K= 2,00 ; n= 1,850 .

Le débit pour un tel déversoir est donnée par l'expression suivante:

$$Q = \mu b \sqrt{2g} H_o^{3/2} = 4,429 \mu b H_o^{3/2}$$



Seulement le coefficient de débit  $\mu$  est donné par le tableau N°164 en fonction du rapport  $a/b$  et du rapport  $\frac{H_0}{P+E}$

### Chapitre III

#### LES CARACTERISTIQUES DE L'ÉCOULEMENT SUR LE PAREMENT AVAL DE DEVERSOIR

1- Les écoulements irrotationnels sont des écoulements pour lesquels le vecteur tourbillon  $\vec{\Omega}$  est nul, en tous les points de l'écoulement, où  $\text{rot } \vec{v} = 0$ .

Rappel sur le vecteur tourbillon:

Si on a un mouvement de rotation en bloc d'une particule autour d'un axe passant par un point, avec une vitesse angulaire  $\vec{\Omega}(\xi, \eta, \varepsilon)$ , ce vecteur est appelé vecteur tourbillon au point considéré, on vérifie aisément qu'il est égal à la moitié du rotationnel.

$$\vec{\Omega} = \frac{1}{2} \text{rot } \vec{v}$$

Le vecteur tourbillon est donc le vecteur de la rotation instantanée que prendrait la particule fluide considérée si à cet instant, elle était brusquement solidifiée, la masse de fluide qui l'entoure étant anéantie.

2- Écoulement irrotationnel à potentiel des vitesses.

L'écoulement considéré étant irrotationnel,  $\vec{\Omega} = 0$

c'est à dire :  $\xi = \eta = \varepsilon = 0$

Rappelons que  $\vec{\Omega} = \frac{1}{2} \text{rot } \vec{v}$  avec  $V(u, v, w)$

$$\text{on a : } \begin{cases} \xi = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right) \\ \eta = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial z} - \frac{\partial w}{\partial x} \right) \\ \varepsilon = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) \end{cases}$$

N°164 - Seuils normaux. Coefficient de débit  $\mu$

$\frac{H_0}{P+E}$	0,02	0,05	0,10	0,20	0,40	0,60	1,00	2,00	4,00	6,00
Vertical (1)	0,496	0,495	0,496	0,492	0,490	0,490	0,485	0,472	0,450	0,430
$\frac{1}{1}$		0,493	0,493	0,492	0,490	0,490	0,481	0,478	0,458	0,437
$\frac{2}{2}$		0,491	0,491	0,491	0,488	0,488	0,486	0,479	0,460	0,440
$\frac{3}{3}$		0,488	0,488	0,488	0,488	0,488	0,486	0,480	0,462	0,447

(1) Aussi valable pour les crêtes saillantes vers l'amont.

Comme on a  $\xi = \eta = \zeta = 0$ , les équations précédentes montrent qu'on a alors :

$$\begin{cases} \frac{\partial w}{\partial y} = \frac{\partial v}{\partial z} \\ \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\partial w}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{\partial u}{\partial y} \end{cases}$$

Ces relations expriment que les composantes  $u, v, w$  du vecteur  $V$  sont des dérivées partielles par rapport à  $(X, Y, Z)$  d'une fonction  $\phi(X, Y, Z)$  appelée potentiel des vitesses ou  $\vec{V} = \text{grad} \phi$

Les surfaces équipotentiellees sont telles que la fonction  $\phi$  conserve la même valeur en tous les points de chacune d'elles. Leur équation est donc :  $\phi(X, Y, Z) = \text{cte.}$

La comparaison de ces équations décrites ci-dessus montre que la vitesse en un point est dirigée suivant la normale à la surface équipotentielle passant par ce point.

Les lignes de courant, tangentes au vecteur sont donc les trajectoires orthogonales des surfaces équipotentiellees.

### 3- Gradient transversal des pressions- Influence de la courbure de la trajectoire.

Rappelons l'équation d'EULER :  $\frac{1}{\rho} \text{grad} P = \vec{F} - \vec{\gamma}$  (1)

Si les forces de volume  $F$  dérivent d'un potentiel  $U$  et si le fluide est incompressible ( $\rho = \text{cte.}$ ), l'équation d'EULER peut s'écrire :

$$\frac{1}{\rho} \text{grad} P = \text{grad} U - \vec{\gamma} \quad (2)$$

on a supposé que le mouvement permanent sous l'action de forces dérivent d'un potentiel  $U$  ( par exemple la pesanteur  $U = -gZ$  )

Projetons l'équation (2) sur la normale principale  $\vec{n}$  à la trajectoire au point considéré.

Cette normale étant orientée positivement vers le centre de courbure. Soit  $R$  le rayon de courbure principale au point considéré.

On a :  $\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial n} = \frac{\partial U}{\partial n} - \frac{V^2}{R}$

Dans le cas où l'écoulement est régi uniquement par des forces de pesanteur  $U = -gz$ , il vient :

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial P}{\partial n} = -g \frac{\partial z}{\partial n} - \frac{V^2}{R} \quad (3)$$

En multipliant l'équation 3 par  $\rho$ , on obtient :

$$\frac{\partial P}{\partial n} + \rho g \frac{\partial z}{\partial n} = -\frac{\rho V^2}{R}$$

On sait que  $P + WZ = P^*$

donc on a :  $\frac{\partial P^*}{\partial n} = -\frac{\rho V^2}{R}$

Ce qui montre qu'au gradient de pression :  $\frac{\partial P^*}{\partial n} = 0$

Résultant de la loi hydrostatique s'ajoute, dans la direction normale à la trajectoire, un gradient dû à la courbure de la trajectoire soit :

$$-\rho \frac{V^2}{R}$$

Comme ce gradient de pression est négatif ; cela signifie que la pression diminue quand on se rapproche du centre de courbure de la trajectoire et vis-versa.

Si  $R \rightarrow \infty$ , l'équation devient  $\frac{\partial P^*}{\partial n} = 0$   
où  $P^* = C^{te}$  dans la direction  $\vec{n}$

Ce qui prouve que dans une direction normale à la trajectoire d'un écoulement parallèle ou de courbure négligeable ( $R \rightarrow \infty$ ), la pression suit la loi de l'hydrostatique.

#### 4- Gradient transversal des vitesses.

Pretons l'équation de Bernoulli :

$$\frac{P^*}{\rho} + \frac{V^2}{2g} = H \quad (1) \quad \text{avec } P^* = P + WZ$$

et dérivons là dans le sens transversal, c'est-à-dire par rapport à la variable  $\vec{n}$  normale à la trajectoire et comptée positivement vers le centre de courbure. Il vient :

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial P^*}{\partial n} + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial n} = \frac{\partial H}{\partial n} \quad (2)$$

En tenant compte de :  $\frac{\partial P^*}{\partial n} = -\frac{\rho V^2}{R}$

L'équation (2), devient :

$$\frac{1}{\rho} \left( -\frac{\rho V^2}{R} \right) + \frac{V}{g} \cdot \frac{\partial V}{\partial n} = \frac{\partial H}{\partial n} \quad (3)$$

Multiplions l'équation (3) par  $g$ , on aura :

$$v \cdot \frac{\partial v}{\partial n} - \rho g \frac{v^2}{R} = g \frac{\partial H}{\partial n} \quad \text{où } \rho \cdot g = \omega.$$

Après simplification on obtient :

$$v \cdot \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{v^2}{R} = g \frac{\partial H}{\partial n} \quad (4)$$

Si l'écoulement est irrotationnel  $H = Cte$

On a enfin  $v \frac{\partial v}{\partial n} - \frac{v^2}{R} = 0$  d'où  $\frac{v \partial v}{\partial n} = \frac{v^2}{R}$

Ce qui donne :  $\frac{\partial v}{\partial n} = \frac{v}{R} \quad (5)$

Les écoulements irrotationnels s'effectuent sans aucun échange d'énergie entre les particules liquides, on les appelle pour cette raison, des écoulements conservatifs.

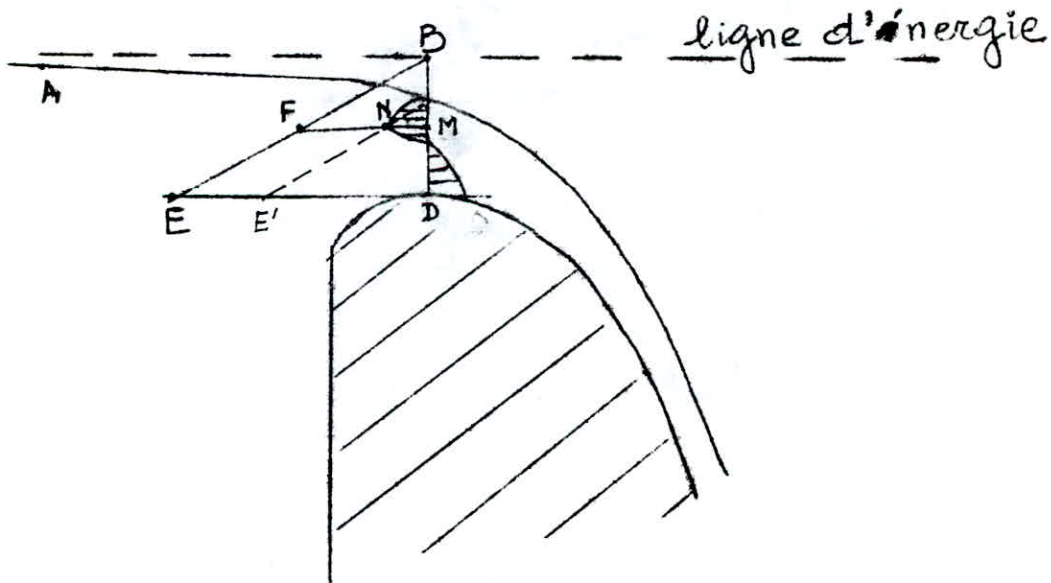


Fig 13

Il est bien de préciser que les écoulements irrotationnels s'effectuent sans aucun échange d'énergie entre les particules liquides (on les appelle, pour cette raison, des écoulements conservatifs).

Autrement dit, les propriétés fondamentales ainsi établies permettent de relier les écoulements potentiels étudiés aux écoulements dans lesquels l'énergie est constante en tous points et qu'on appelle, pour cette raison, écoulements conservatifs.

L'application aux écoulements conservatifs des méthodes d'études des écoulements potentiels permettra alors de raisonner sur les forces et en particulier, de déterminer la répartition des pressions dans l'écoulement considéré, ce qui est très utile dans la pratique. Nous allons le montrer toute de suite.

-Application à l'écoulement sur un barrage déversoir .

Précisons tout simplement qu'un barrage déversoir est un ouvrage de retenue dont la forme est étudiée spécialement de manière à permettre à la lame d'eau de le franchir sans dégâts (évacuateur de crue).

Les frottements étant négligeables sur la courte distance considérée, la ligne d'énergie sera la droite horizontale, tangente à la surface libre en un point A situé assez loin vers l'amont pour que l'énergie cinétique  $V^2/2G$  puisse être considérée comme négligeable. (voir fig 13)

De plus l'expérience montre que dans la plupart des cas de ce genre, l'écoulement est conservatif et à potentiel des vitesses. La ligne d'énergie est donc commune à tous les points de la masse dans le plan longitudinal considéré.

Par ailleurs, on suppose que l'écoulement reste identique à lui-même dans tous les plans verticaux, normaux à l'arête du déversoir, nous avons donc affaire à un écoulement plan.

Considérons une verticale quelconque coupant la ligne d'énergie en B, la surface libre de la lame déversante en C et la paroi du déversoir en D, nous avons affaire à un écoulement plan.

Considérons une verticale quelconque coupant la ligne d'énergie en B, la surface libre de la lame déversante en C et la paroi du déversoir en D.

Comme la pression effective en C est nulle, la distance CB est égale à  $\frac{V^2}{2g}$ , V représente la vitesse au point C.

On suppose qu'on connaît la répartition des vitesses sur la verticale CD; nous allons en déduire facilement la répartition des pressions. A cet effet, reportons horizontalement en DE la longueur DB et joignons BE.

Pour un point M quelconque situé sur BD à l'intérieur de la nappe déversante, la longueur MB=MF représente  $\frac{P}{\omega} + \frac{V^2}{2g}$ .  
En retranchant de cette longueur un segment FN =  $\frac{V^2}{2g}$ ; on obtient  
 $MN = \frac{P}{\omega}$  (V étant la vitesse de M, supposée connue)

Le lieu des points N ainsi obtenus donne la courbe de distribution des pressions MN sur la verticale CD (courbe tracée en tirolé, sur laquelle les pressions effectives sont mesurées horizontalement à partir de CD et positivement vers la gauche). Cette courbe passe évidemment par le point C où la pression est égale à la pression atmosphérique.

Dans l'hypothèse d'un écoulement à filets sensiblement rectilignes et parallèles et en supposant une répartition hydrostatique des pressions sur la verticale CD, la courbe serait la droite CE' parallèle à BE.

Donc en définitive, si on connaît la distribution des vitesses au sein de la lame déversante nous pourrions en déduire la répartition des pressions.

On est donc ramené à rechercher la répartition des vitesses dans l'écoulement considéré qui est un écoulement plan à potentiel des vitesses. Rappelons qu'on peut résoudre le problème en utilisant les méthodes classiques d'étude de ces écoulements telles que les méthodes graphiques, analytiques et analogiques. En particulier on sait que la méthode graphique de tracé du réseau des équipotentielles et des lignes de courant peut être utilisée à condition de connaître au moins une des limites matérielles de l'écoulement et la répartition du potentiel sur cette limite.

On se réserve la directrice du parement aval du radier comme ligne de courant pour la vérification finale du tracé.

On cherche à déterminer, au moins approximativement, la forme de la surface libre qui constituera la limite matérielle, c'est la ligne de courant, à partir de laquelle sera effectué le tracé graphique du réseau.

Considérons à cet effet, la normale en un point I de la paroi du barrage. Supposons en première approximation, que la pression en I est égale à la pression atmosphérique (fig. 14)

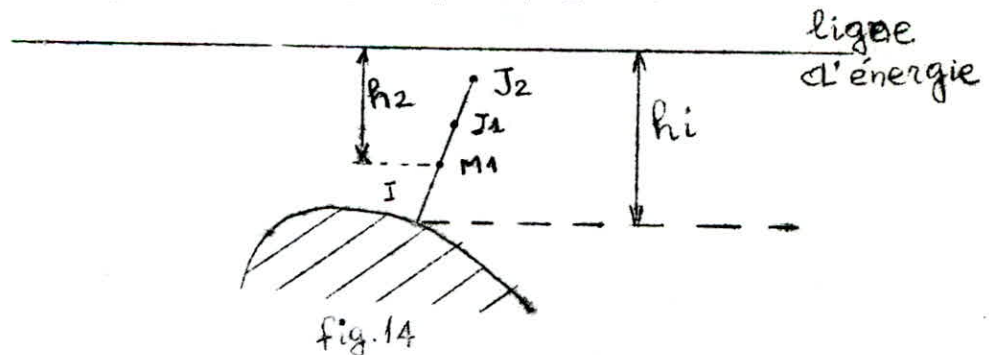


fig. 14

On en déduit la vitesse au point I, soit  $V_i$  telle que

$$V_i = \sqrt{2g h_1}$$

Le débit  $q$  par unité de largeur du seuil étant connu, on en déduit l'épaisseur  $IJ_1$  de la lame déversante en I :

On sait donc que  $IJ_1 \cdot V_i = q$

$$\text{donc } IJ_1 = \frac{q}{V_i}$$

En fait, la vitesse moyenne  $V_m$  dans la tranche d'épaisseur  $IJ_1$  est plus proche de celle qui correspond au point  $M_1$  situé au milieu de  $IJ_1$ , soit  $V_2 = \sqrt{2gh_2}$ .

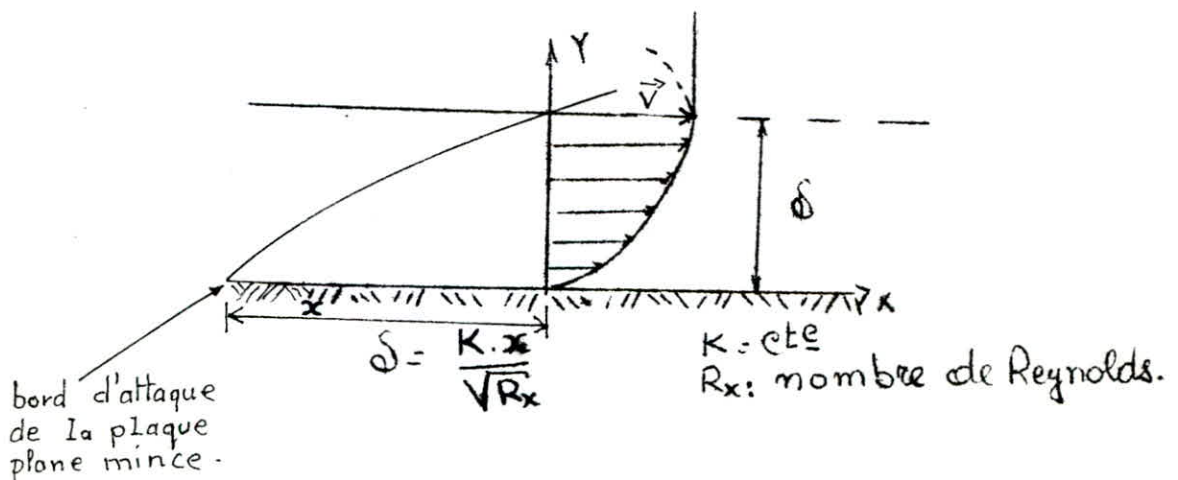
D'où une nouvelle valeur de l'épaisseur  $IJ_2 = q/v_2$  qui donnera, après ou trois tâtonnement, une épaisseur  $IJ$  plus probable.

A partir de la ligne de courant (surface libre), appliquons la méthode de Prasil pour tracer les lignes de courant et les lignes équipotentielles. A titre de vérification, il faut obtenir de façon que la dernière ligne du courant coïncide avec le parement aval du barrage; sinon il faudra donc corriger par tâtonnements le tracé de la surface libre; lorsque le tracé est correct, on déduit de la répartition des vitesses, la répartition de pression, ainsi que nous l'avons montré précédemment. Il peut arriver, notamment que la pression sur le parement aval du barrage soit inférieure à la pression atmosphérique, condition intéressante à connaître du point de vue du risque de décollement de la nappe déversante, de cavitation, etc...

L'écoulement dans la couche limite peut être laminaire ou turbulent.

#### b- Couche-limite laminaire.

L'épaisseur de la couche croît, quand on s'éloigne de la paroi dans la direction de la vitesse, du fait de l'action retardatrice des frottements selon la figure ci-dessous.



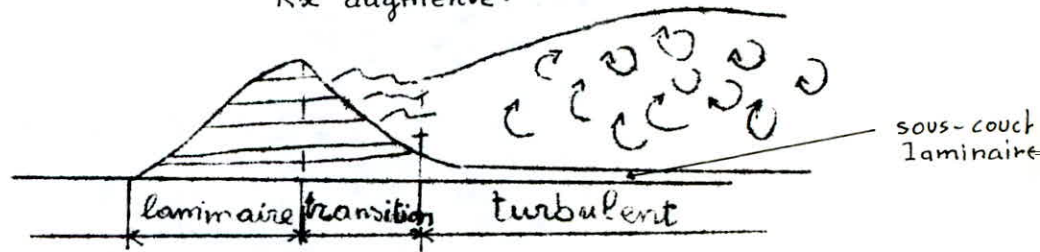


c- Couche-limite turbulent.

Quand le nombre de Reynolds dépasse  $10^5$  à  $10^6$ , l'écoulement dans la couche-limite devient turbulent. Et il subsiste, le long de la paroi, un film laminaire ou sous-couche laminaire. La zone de séparation entre la couche limite laminaire et la couche turbulente constitue la zone de transition selon la figure ci-dessous.

$$\delta = \frac{B \cdot x}{R_x^{1/n+1}}$$

$B = cte$  (une constante numérique)  
 $n$  est un exposant qui décroît lentement lorsque  $R_x$  augmente.



Quand la vitesse de l'eau augmente, l'épaisseur de la couche décroît. On peut constater de ces deux phénomènes que l'existence de la couche-limite gêne l'écoulement du fluide

d- Développement de la couche-limite à l'entrée des pertuis

Cas du régime laminaire.

La présence de la paroi provoque un freinage des particules fluides au contact et la couche limite laminaire prend naissance. Les particules liquides de la zone centrale des pertuis qui n'ont pas subi

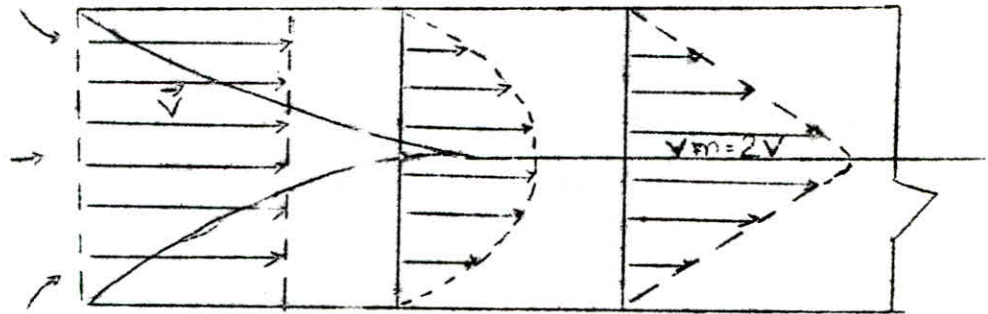
les effets du frottement sont accélérés de manière que le débit total à travers toute la section soit maintenu constant; à cette augmentation de vitesse correspond une diminution de pression qui est compatible au théorème de Bernoulli.

o - Deux cas sont à considérer selon la valeur du nombre de Reynolds

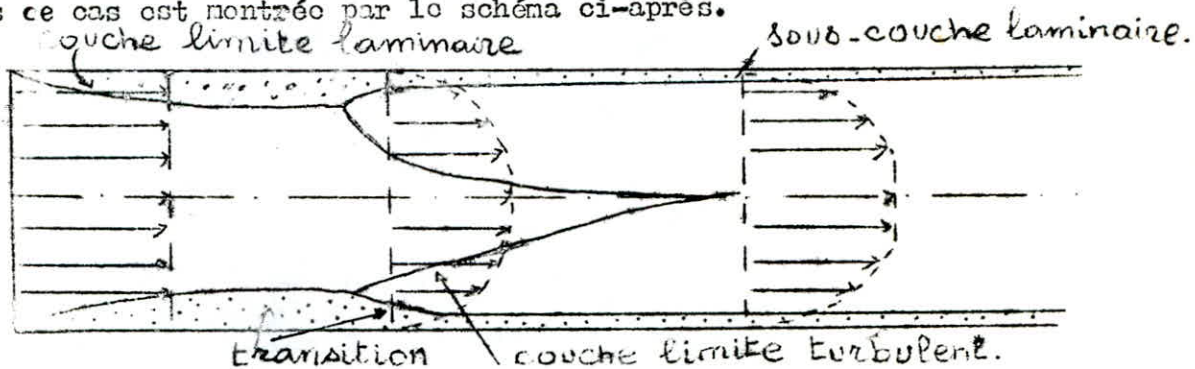
$$R = \frac{V D}{\nu}$$

caractérisant l'écoulement dans le tube.

- Si  $R < 2000$ , la couche-limite est en régime laminaire, on observe une répartition des vitesses paraboliques, selon la figure ci-dessous.



- Si  $R > 2000$ , les perturbations prennent naissance dans la couche-limite laminaire qui vont en s'amplifiant et la couche devient turbulente en passant par la zone de transition. La répartition des vitesses dans ce cas est montrée par le schéma ci-après.



Dans le cas d'un écoulement à la surface libre, on rencontre les mêmes phénomènes.

Résistance opposée par un solide immergé dans un courant liquide  
~~considérons deux lames souples parfaitement lisses, infiniment minces.~~  
 Juxtaposons-les côte à côte dans un courant liquide de vitesse uniforme

$V$  de manière que leur plan soit parallèle à  $V$ . Nous savons qu'une couche-limite prend naissance depuis l'origine amont  $A$  de la plaque (bord d'attaque). (fig A)

Si le nombre de Reynolds de l'écoulement est suffisant grand, la transition se produit très tôt au voisinage du bord d'attaque et on peut admettre que la couche-limite turbulente recouvre pratiquement toute la plaque.

$l$  : la longueur de la plaque mesurée parallèlement à  $V$ ,

$b$  : sa largeur mesurée perpendiculairement au plan de la figure,

$\tau$  : la force de frottement par unité de surface,

$F$  : la résistance totale opposée par la plaque.

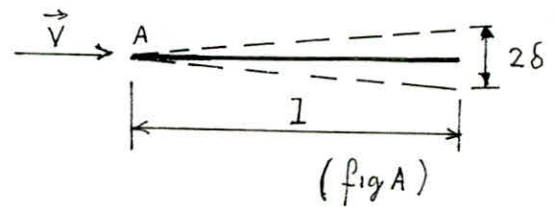
on aura :

$$F = 2 \tau l b$$

avec 
$$\tau = c_f \rho \frac{V^2}{2}$$

et

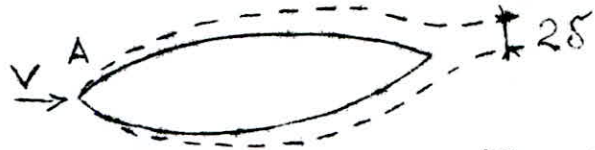
$$c_f = \frac{c}{R_x \left( \frac{n}{n+1} \right)}$$



On constate donc que le coefficient de frottement  $c_f$  et la force de frottement unitaire  $\tau$  décroissent depuis le bord amont de la plaque jusqu'à son extrémité.

Si toutefois la longueur  $l$  de la plaque est suffisamment grande,  $c_f$  et  $\tau$  prennent une valeur moyenne constante et la résistance opposée par la plaque  $F = 2 \tau l b$  ne dépend que du frottement dans l'épaisseur de la couche-limite; nous définirons cette résistance comme une résistance de surface.

Supposons maintenant que nous donnions aux deux plaques un léger bombement fig. (B)



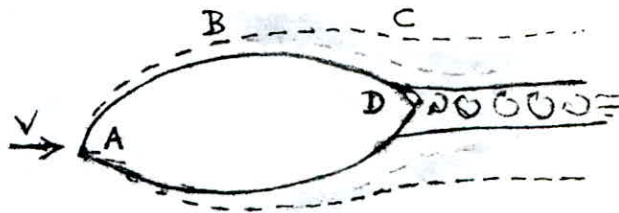
(fig-B)

Si la courbure des plaques est suffisamment faible, la couche-limite subsiste sur toute la surface des plaques, elle reste adhérente aux deux plaques et la résistance qu'elles opposent conserve la même valeur:

$$F = 2 C l b$$

- Résistance de forme - décollement - sillage .

Si on accentue la courbure des plaques, (Fig. C) , on constate brusquement l'apparition, à l'aval des plaques, d'une zone où les vitesses très variables dans le temps en direction et en grandeur, restent nulles en moyenne. Cette zone est appelée zone de sillage ou simplement sillage

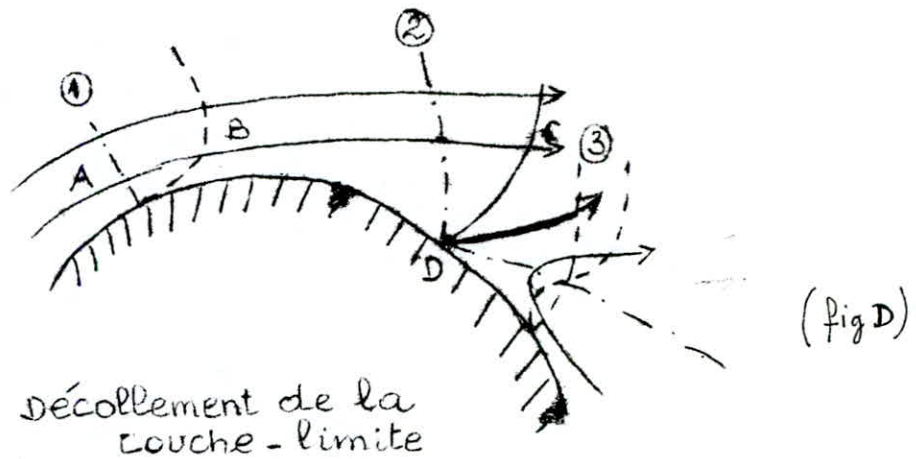


(fig c)

Simultanément la résistance F croît brusquement.

Ceci s'explique en considérant un filet liquide ABC au contact de la couche-limite : de A en B, la pression décroît et la vitesse augmente, ( théorème de Bernoulli ) mais au-delà de B la pression augmente de nouveau et il en résulte une brusque diminution de vitesse dans la direction normale à la paroi se déforme et on arrive à un point D appelé point de décollement au-delà duquel la vitesse le long de la

Pâroi est en sens contraire de l'écoulement général (Voir fig. D )  
 Les points de décollements forment sur la surface de la paroi une ligne de décollement. A l'aval de cette ligne, les lignes de courant ne suivent plus la surface de la paroi et la couche-limite et, simultanément, formation du sillage.



Une résistance supplémentaire s'ajoute à celle due à la simple action de frottement dans le domaine de la couche-limite, c'est la résistance due à la forme même de l'obstacle qui, ici, provoque le décollement de la couche-limite et la formation du sillage.

En définitive, pour un obstacle quelconque immergé dans un courant, la résistance opposée par l'obstacle comprend deux parties :

- La résistance de surface due au frottement dans la couche-limite et qui, par unité de surface, a pour expression :

$$\tau = c_f \cdot \rho \cdot \frac{v^2}{2}$$

- La résistance de forme due au décollement de la couche-limite et à la production du sillage.

Dans le dernier exemple cité, ces deux résistances interviennent et leur somme constitue la résistance totale opposée par l'obstacle au courant.

f - Portes d'énergie au long du seuil, la couche limite

Le calcul des pertes d'énergie au long des seuils de barrage, de canaux ou de tunnels est effectué moyennant la détermination des pertes d'énergie durant le développement de la couche-limite turbulente à partir de la ligne de raccordement du parement amont et en ajoutant ces pertes d'énergie à celles qui se produisent à partir de la section qui contient le point d'affleurement; autrement dit, à partir de la section où l'écoulement est totalement en couche limite.

Il y a des cas où la couche-limite n'affleure pas, les pertes d'énergie sont alors exclusivement du premier type et peuvent être définies, d'après Campell par l'expression :

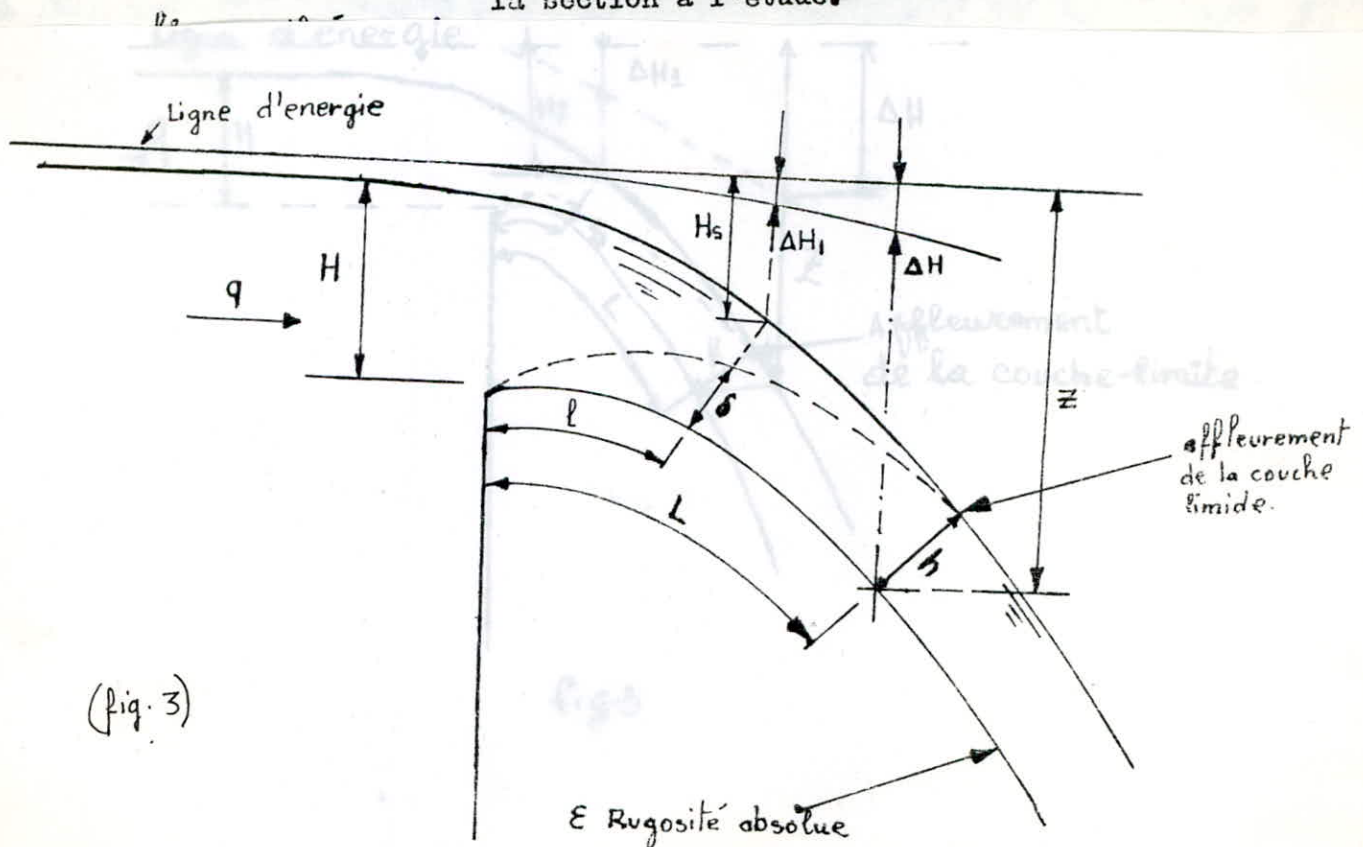
$$\Delta H_1 = \frac{0,22 S V_1^3}{2g q}$$

où :  $S$  est l'épaisseur de la couche limite,

$q$  le débit par unité de largeur,

$g$  l'accélération de la gravité,

$V_1 = \sqrt{2g H_g}$  la vitesse théorique de l'écoulement dans la section à l'étude.



(Fig. 3)

DANS le cas des seuils de barrages déversants , la valeur de l'épaisseur de la couche-limite peut être obtenue à partir de l'expression présentée suivante :

$$\frac{\delta}{l} = 0,08 \left( \frac{l}{\varepsilon} \right)^{-0,023}$$

Cependant, nous jugeons utile de présenter une nouvelle formule , plus récente (1983) et plus générale, pour le développement de la couche limite. Cette formule est due à WOOD :

$$\frac{\delta}{l} = 0,0212 \left( \frac{l}{H_s} \right)^{0,11} \left( \frac{l}{\varepsilon} \right)^{-0,10} \quad (3)$$

où  $\delta$  : est l'épaisseur de la couche-limite,

$\varepsilon$  : est la rugosité absolue,

$l$  : la distance de la section à l'étude de la ligne de raccordement du parement amont avec la courbe qui définit le seuil de contrôle;

$H_s$  : est la distance à la verticale entre la plan de la charge en amont jusqu'à la surface libre de l'écoulement dans la section correspondant à la distance  $l$  .

$$V_l = \sqrt{2g H_s} \quad H_s = \frac{V_l^2}{2g}$$

De l'analyse de l'expression ( 3), il résulte que l'épaisseur de la couche-limite augmente linéairement avec la distance  $l$ , avec la valeur de la rugosité  $\varepsilon$  , et diminue avec l'accélération de l'écoulement qui est quantifiée dans le terme  $H_s$  .

La valeur de la distance  $L$  au point d'affleurement de la couche-limite peut être obtenue à partir de la (fig. 3.3 ) extraite de KELLER et RASTOGI.

De l'analyse de cette fig. (3.3), il ressort que la distance  $L$  dépend des valeurs du débit par unité de largeur, de la rugosité absolue de la paroi (surface de béton) et de l'inclinaison du profil du déversoir.

FIG-3-3

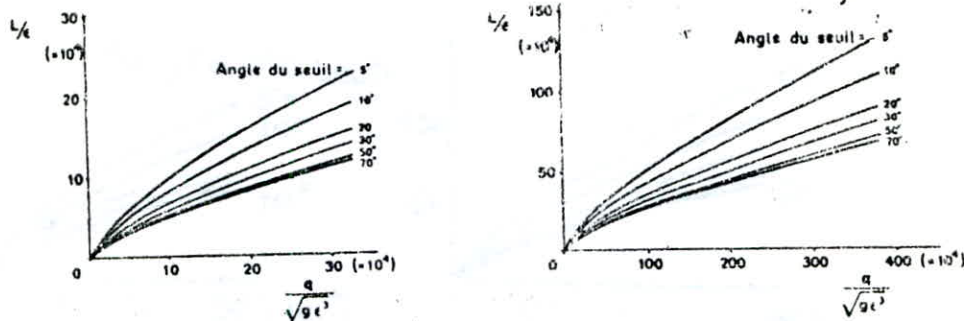


Figure 3.3

#### Chapitre IV

##### CARACTERISTIQUES DES ECOULEMENTS A TRAVERS LES PERTUIS

1 - Les écoulements à travers le pertuis présentent trois aspects fondamentaux :

- Pour la connaissance des lois hauteur-débit : vannes partiellement ou complètement levées

- Au point de vue des efforts exercés par l'eau en mouvement sur la partie fixe de l'ouvrage, ou sur une paroi mobile telle que celle d'une vanne.

- En raison des phénomènes de dissipation de l'énergie, surtout quand les vannes sont, partiellement ouvertes.

Ces phénomènes sont compliqués, car ils se traduisent par la transformation de l'énergie cinétique moyenne en énergie turbulente comprenant des tourbillons, qui évoluent progressivement enaval de l'ouvrage.

Ils sont souvent associés à des aspects secondaires pouvant parfois susciter de très grosses difficultés : Affouillement pouvant entraîner la destruction de l'ouvrage, dans certains cas extrêmes.

Nous allons présenter les méthodes utilisées pour les questions les plus importantes qu'elles permettent d'aborder. Enfin, nous étudions quelques questions spéciales avec en premier lieu la plus importante concernant la dissipation d'énergie, et le principe de la formation des affouillements.



## 2 -- Méthode de calcul théorique .

### Conservation de l'énergie

- Elle est traduite dans le théorème de Bernoulli dont nous ne parleront que pour mémoire , tant son emploi est inhérent à l'étude de tout problème hydraulique .

Ramenée au cas d'une veine liquide à l'écoulement libre, la charge totale s'écrit :

$$H_s = h + \frac{q^2}{2gh^2}$$

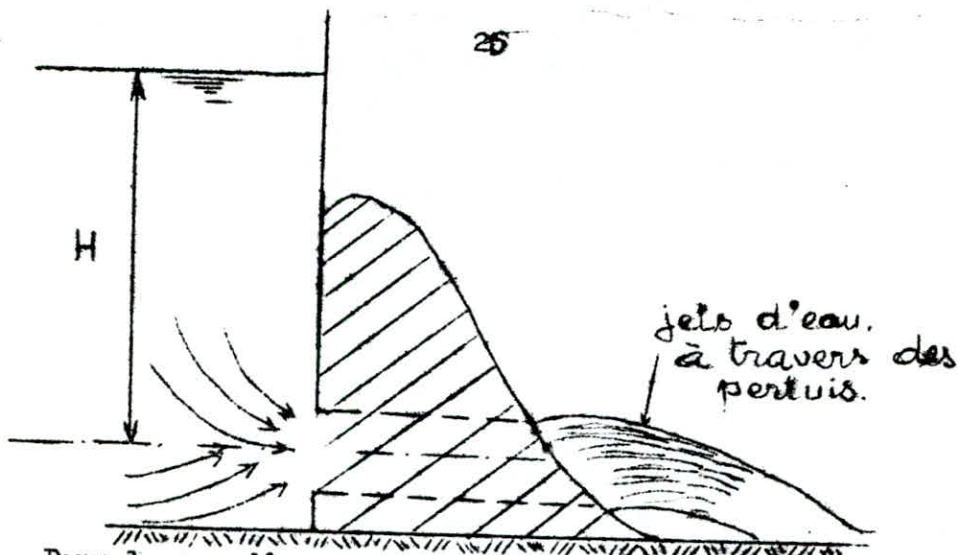
$h$  : représente la profondeur de l'écoulement

$q$  : le débit spécifique par mètre de large

Cette formule est valable , en supposant que les vitesses sont uniformément réparties et que d'autre part , la courbure des trajectoires est assez faible . Pour que la répartition des pressions soit hydrostatique . Cette dernière condition est assez bien vérifiée pour les écoulements à travers les seuils de barrages ou rivières , dans la mesure où il s'agit de seuils de fond , mais pas d'ouvrage franchement déversant ( comme nous le verrons ci-après ) .

Il suffit pour appliquer le théorème de la conservation de l'énergie d'écrire que  $H_s = h + \frac{q^2}{2gh^2}$  reste constant .

Dans ce but , on utilise souvent les courbes donnant en fonction de  $h$  , par  $q$  donné , courbes qui présentent une forme très classique . est importante . C'est en particulier le cas lorsque l'eau est en contact avec un matériau poreux : sol granulaire ou même béton , l'expérience concluant que celui-ci doit être considéré comme entièrement poreux , contrairement aux apparences . Or cette sous-pression pourrait être considérablement majorée si elle était contrôlée par un point d'un écoulement concave , à forte courbure , encore plus s'il s'agit d'un point anguleux .



Dans le cas d'une paroi convexe, en général, la depression peut entraîner d'abord des décollement de la lame d'eau, puis la cavitation si elle est trop élevée. La courbure des parois convexe sur lesquelles l'eau coule, doit être étudiée très soigneusement et le rayon de courbure doit être d'autant plus grand que la vitesse est plus élevée. Encore faut-il distinguer deux sortes de courbures :

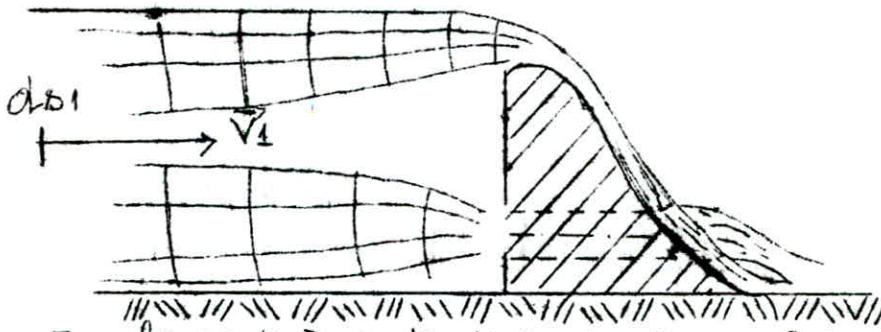
- La courbure moyenne théorique de surface telles que représentées sur un dessin.

- La courbure due aux irrégularités de construction dans les ouvrages en béton notamment la définition des surfaces réalisées n'est jamais parfait. Ainsi des dépressions importantes peuvent surgir, initialement très locales, puis la cavitation. Le fini de surface présente souvent dans ce cas une importance considérable, conduisant à passer à la nœule la paroi des écoulements à forte vitesse. Malheureusement, les matériaux transportés par l'eau détruisent la qualité de la surface et peuvent provoquer des amorces de cavitation.

Sans doute, l'apparition de ces phénomènes n'est pas fréquente dans le cas de barrages mobiles de hauteur souvent réduite ( quelques mètres ). Il arrive néanmoins que, à partir des hauteurs de l'ordre de 10 mètres, on note l'apparition de phénomène de cavitation pouvant devenir plus important, et dont il y a lieu de tenir compte.

Théorie des écoulements à potentiel des vitesses par portuis de fond

Nous en rappellerons très brièvement le principe. Dans un fluide incompressible en écoulement sans frottement et irrotationnel en régime permanent, les lignes de courant d'un écoulement plan et leurs orthogonales, forment un réseau dit isotherme.

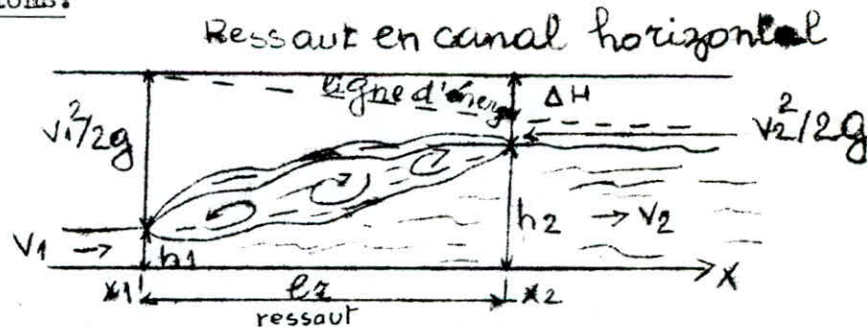


Écoulement à potentiel de vitesses à surface libre et par portuis de fond.

3- Etudes théoriques de ressaut.

A- Définition: Le ressaut hydraulique est une brusque surélévation de la surface libre d'un courant permanent occupant une position fixe dans un lit uniforme pour un débit donné.

B- Descriptions:



La figure ci-dessus montre le ressaut classique en canal horizontal, si l'exhaussement de la ligne d'eau est suffisamment important, on observe un ou plusieurs rouleaux plus ou moins instables avec déferlement et turbulence importante qui entraîne une dissipation d'énergie considérable.

Désignons par:

-  $h_1$  et  $h_2$  les profondeurs conjuguées.

$(h_2 - h_1)$  la hauteur du ressaut.

$(x_2 - x_1)$  la longueur du ressaut.

Il y a plusieurs formules empiriques donnant la valeur de  $l$  en fonction des autres paramètres hydrauliques du ressaut :

$$\begin{aligned} a) \quad l &= 5h_2 & l &= \text{longueur du ressaut} \\ b) \quad l &= 9h_1 \left( \frac{V_1}{\sqrt{g h_1}} - 1,52 \right) \\ c) \quad l &= 6(h_2 - h_1) \end{aligned}$$

### C- Relation fondamentale entre les profondeurs conjuguées.

Le problème qui se pose c'est de trouver l'une des profondeurs conjuguées pour un débit et un canal donnés.

On peut appliquer le théorème d'Euler, car dans celui-ci, il n'exige que les forces extérieures et les pertes de charge dues à la turbulence et aux remous intérieurs à la masse liquide soient négligeables.

Posons les hypothèses suivants :

-Les forces de frottement sur les parois et fond du canal sont négligeables .

-Les vitesses des différents filets liquides dans chacun des sont parallèles et égales à la vitesses moyenne c'est-à-dire le coefficient de mouvement  $\beta$  est égal à l'unité.

Le théorème d'Euler sera donc :  $\frac{Q^2}{g S_1} + a_1 S_1 = \frac{Q^2}{g S_2} + a_2 S_2$  ①

L'impulsion totale est donnée par :  $F = \frac{Q^2}{g S} + a S$

Pour une section rectangulaire, l'équation I prend la forme :

$$\frac{q^2}{g h_1} + \frac{h_1^2}{2} = \frac{q^2}{g h_2} + \frac{h_2^2}{2} \quad ②$$

Après simplification, on obtient l'équation :

$$h_2^2 + h_1 h_2 - 2q^2/g h_1 = 0 \quad ③$$

Après résolution de l'équation 3, on prend la racine positive, qui est égale à :  $h_2 = \frac{h_1}{2} \left[ \sqrt{1 + 8q^2/g h_1^3} - 1 \right]$  ④

### D- Détermination de la perte de charge due au ressaut.

La perte de charge  $\Delta H$  sera mesurée par l'abaissement de la ligne d'énergie entre deux sections

$$\Delta H = \left( h_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left( h_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right) \quad \text{on prend } \alpha_1 = \alpha_2 = 1$$

coefficient de répartition des vitesses.

Remplaçons la valeur de vitesse par :  $V = \frac{q}{h}$   
 d'où :  $\Delta H = (h_1 + \frac{q^2}{2gh_1}) + (h_2 + \frac{q^2}{2gh_2})$

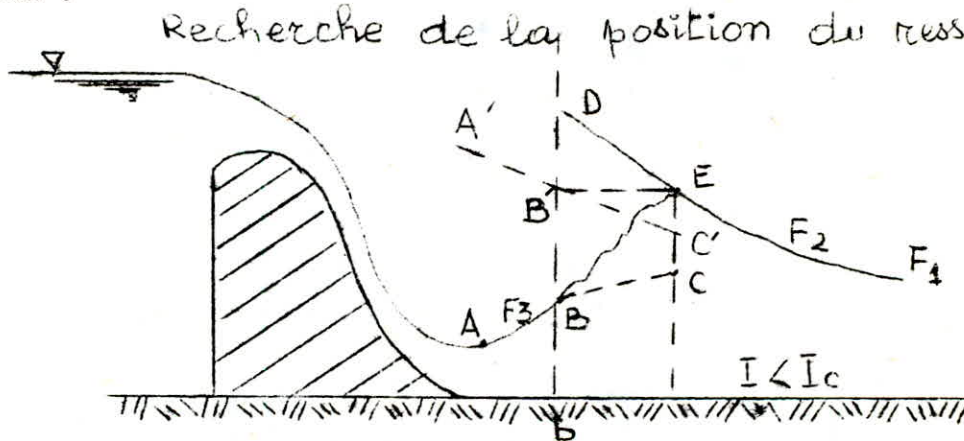
En remplaçant  $q/2g$  par sa valeur tirée de l'équation (4), on aura la formule

$$\Delta H = (h_1 + \frac{q^2}{2gh_1^2}) - (h_2 + \frac{q^2}{2gh_2^2}) \quad (5) \quad \Delta H = \frac{(h_2 - h_1)}{4h_1h_2}$$

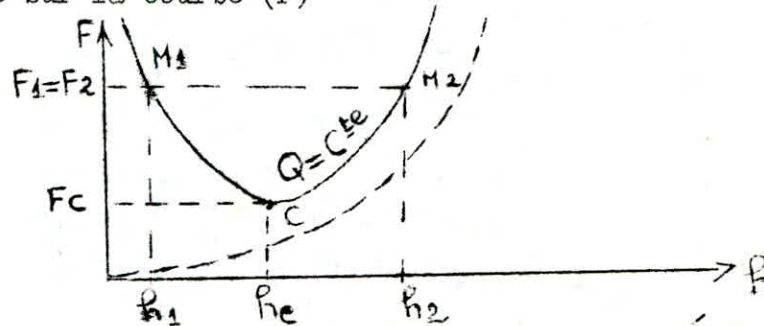
D) Recherche de la position du ressaut :

Le ressaut ne peut exister que si un écoulement torrentiel est obligé de devenir fluvial ; pour déterminer sa position il faut donc connaître tout d'abord les lignes d'eau à l'amont et à l'aval

- On trace la ligne d'eau amont, puis on trace la ligne d'eau aval.



- Tracer la courbe A'B'C' des profondeurs conjuguées de la ligne d'eau amont. Cette courbe se trace par points pour une section quelconque de profondeur Bb, on calcule la profondeur conjuguée bB' qu'on porte sur le profil en long ou bien on lit la profondeur conjuguée sur la courbe (F)



Courbe (F) et profondeurs conjuguées

- Chercher une droite B'E parallèle au fond s'appuyant respectivement en B' sur A'B'C' et en E sur DEF et telle que sa longueur soit égale à celle du ressaut, soit environ 5 fois la profondeur dans la section aval du ressaut ou 6 fois la différence des profondeurs dans les section aval et amont .

Le ressaut se situera approximativement entre les points B et E.

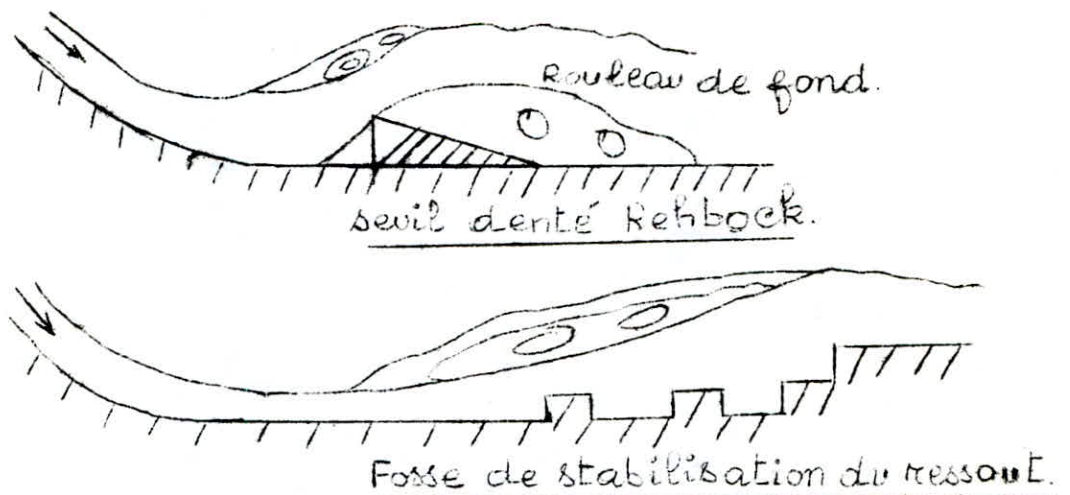
#### E- Intéret pratique du ressaut.

On a mentionné précédemment que l'apparition du ressaut entraînait une perte de charge appréciable, et surtout le changement de régime torrentiel en fluvial.

Par ailleurs les vitesses à l'aval du ressaut sont inférieures à celles à l'amont.

Ces effets font l'objet d'un dissipateur d'énergie. Par exemple pour réduire la vitesse de la lame d'eau à l'aval du coursier d'un évacuateur de crue.

Pour stabiliser le ressaut au voisinage du pied de l'ouvrage pour les différents débits possibles ; Rehbock a proposé un dispositif en forme de seuil denté . On peut aussi approfondir le radier du canal en réalisant une fosse de stabilisation du ressaut.



## PARTIE EXPERIMENTALE.

### 1- Description de l'installation .

Nous avons réalisé notre expérience dans un canal à section rectangulaire et à parois verticales dont la longueur mesure 10m , la largeur 0,25m et la hauteur 0,40m .

Ce canal est équipé d'une vanne d'alimentation , un dispositif de tranquillisation et un déversoir incorporé.

A son extrémité , il se termine par une vanne persienne .

Il est muni d'un dispositif de mesure de la charge appelé limnimètre fixé sur une règle graduée , qui se glisse sur un vernier.

-L'eau déversée du canal est récupérée dans un bassin composé d'un déversoir triangulaire permettant la mesure de débit .

### 2-Description du modèle réduit.

Notre modèle est exécuté en plexiglas ; c'est un déversoir à seuil normal , qui est composé de deux pertuis placés symétriquement par rapport au centre de celui-ci.

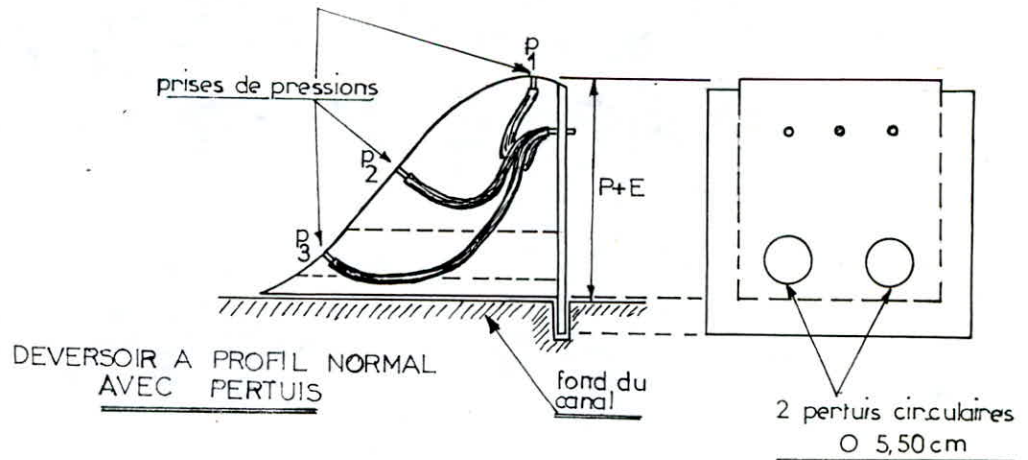
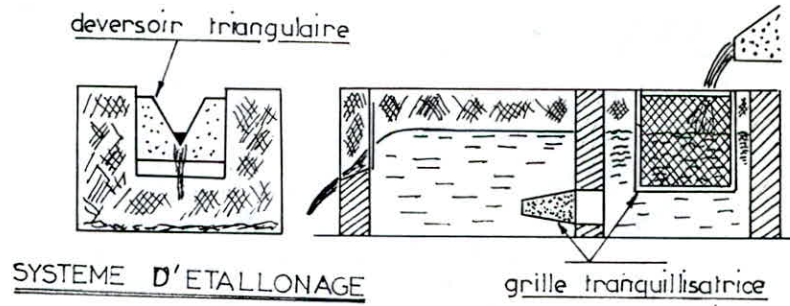
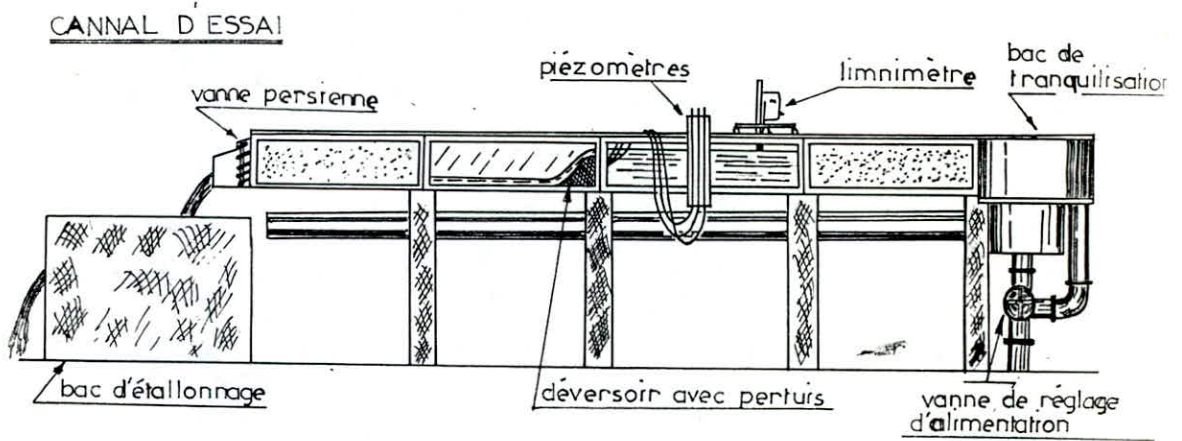
Les dimensionnements seront donnés plus loin .

### 3-Répérage du zéro déversoir .

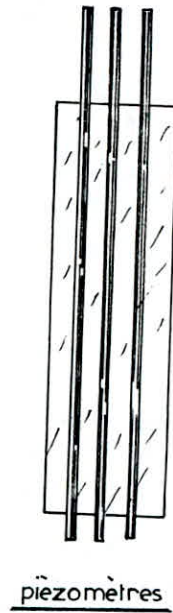
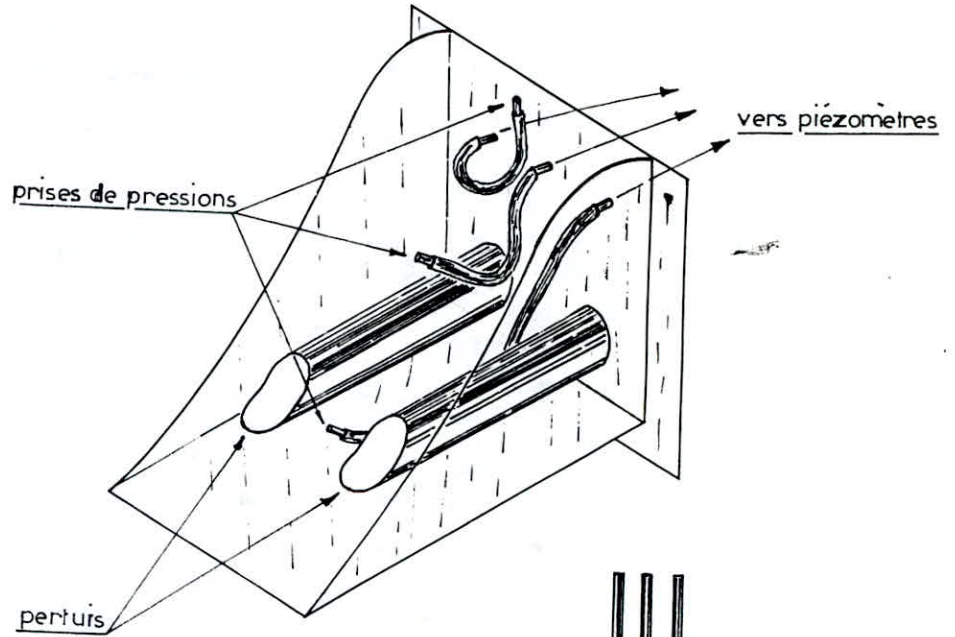
Cette opération a pour but de déterminer la lecture au limnimètre, lorsque le niveau coïncide avec le plan horizontal passant par la crête du déversoir . On utilise un appareil fixé directement sur la crête du déversoir . On abaisse le plan d'eau amont légèrement en dessous de la crête et on détermine ainsi la distance verticale séparant la crête du plan d'eau soit  $(B-A)$ . Il suffit de corriger de cette valeur , la lecture faite pour connaître la graduation correspondante au niveau de la crête du déversoir . La mesure de la charge doit se faire dans une section transversale située à  $2(H+Z)$  à l'amont du déversoir . Il est indispensable que le régime soit permanent avant d'effectuer les mesures.





INSTALLATION

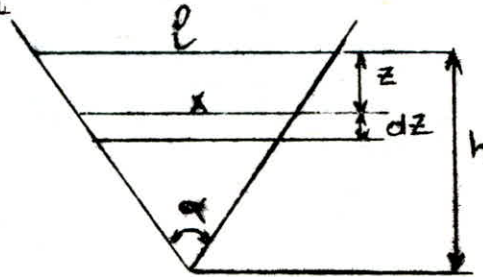
DEVERSOIR A PROFIL NORMAL AVEC PERTUIS



#### 4-Détermination de débit passé par un déversoir triangulaire

Le profil de l'échancrure d'un déversoir est un triangle dont la bissectrice intérieure de l'angle des deux joues latérales est généralement verticale.

Schéma de calcul.



Déversoir triangulaire

Théorie appropriée:

-La vitesse moyenne dans la tranche d'eau de largeur  $x$  et de hauteur  $dz$  situé à une profondeur  $Z$  au-dessous de la surface libre, est approximativement  $\sqrt{2gz}$ .

Posons  $\mu_1$  le coefficient de débit, le débit élémentaire de cette tranche sera:

$$dQ = \mu_1 x \cdot dz \cdot \sqrt{2gz} \quad (1)$$

D'après le théorème de THALES, on peut écrire la relation suivante

$$\frac{x}{h-z} = \frac{l}{h} \Rightarrow x = \frac{l}{h} (h-z)$$

Remplaçons  $x$  par sa valeur dans I, on a :

$$dQ = \mu_1 \frac{l}{h} (h-z) \sqrt{2gz} dz$$

$$\text{d'où } Q = \mu_1 \frac{l}{h} \int_0^h (h-z) \sqrt{2gz} dz$$

En supposant que  $\mu_1$  est constant, l'intégration donne:

$$Q = \frac{4}{15} \mu_1 l h \sqrt{2gh} \quad (2)$$

Si on élimine  $l$  dans l'équation 2 on trouve:

$$Q = \frac{8}{15} \mu_1 h^2 \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \sqrt{2gh} \quad (4)$$

La valeur  $\mu$  varie avec le rapport  $l/h$

## ETALONNAGE DU DEVERSOIR TRIANGULAIRE

Le débit est donné par la formule

$$Q = \frac{1}{3} \mu \frac{l}{h} \sqrt{2g} \left[ \frac{4}{5} \left( h + \frac{v_0^2}{2g} \right)^{5/2} - 2h \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{3/2} - \frac{4}{5} \left( \frac{v_0^2}{2g} \right)^{5/2} \right]$$

en négligeant la vitesse d'approche on obtient

$$Q = \frac{4}{15} \mu l h \sqrt{2gh}$$

étant donné que la mesure exacte de la largeur  $l$  de la nappe est très difficile, on introduit l'expression  $l = 2 h \operatorname{tg} \alpha$   
d'où le débit

$$Q = \frac{8}{15} \mu \operatorname{tg} \alpha h^2 \sqrt{2gh}$$

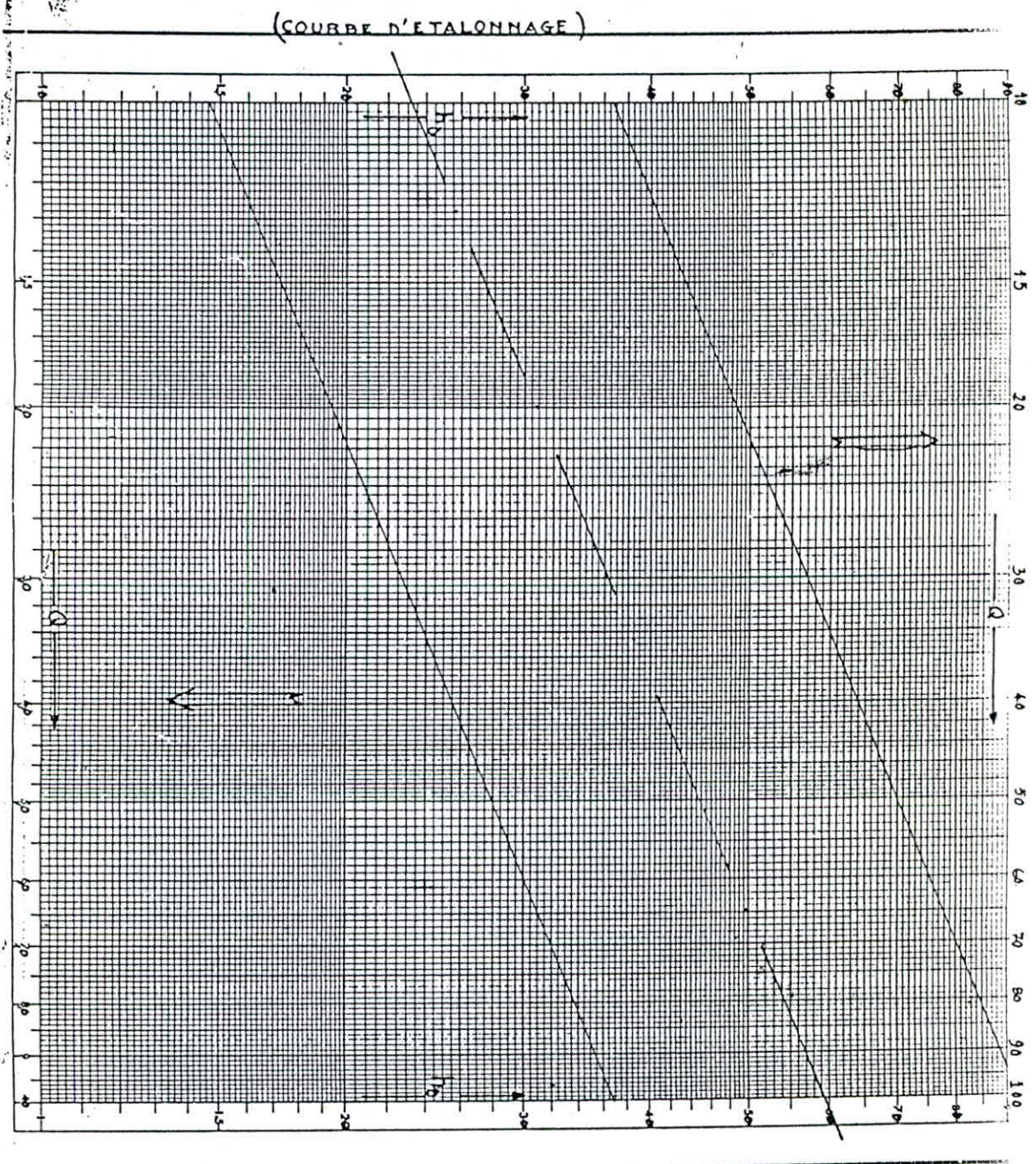
V - Exemples : Tableau d'étalonnage d'un déversoir triangulaire (type SOGREAH normalisé)  $2\alpha = 53^\circ 8'$   $p = 0,65m$   $L = 1,20m$   
situé à l'extrémité du grand canal vitré.  
étalonnage à 1 % près.

Tableau n°6

h (mm)	Q (l/s)	h (mm)	Q (l/s)	h (mm)	Q (l/s)	h (mm)	Q (l/s)
80	01,25	111	03,31	156	06,04	194	11,46
81	01,29	119	03,38	157	06,75	195	11,63
82	01,33	120	03,44	158	06,87	196	11,77
83	01,38	121	03,53	159	06,98	197	11,92
84	01,42	122	03,60	160	07,08	198	12,06
85	01,46	123	03,67	161	07,19	199	12,21
86	01,50	124	03,74	162	07,30	200	12,36
87	01,54	125	03,82	163	07,43	201	12,53
88	01,59	126	03,90	164	07,54	202	12,69
89	01,64	127	03,98	165	07,65	203	12,84
90	01,68	128	04,05	166	07,76	204	13,00
91	01,73	129	04,13	167	07,88	205	13,15
92	01,77	130	04,21	168	07,99	206	13,33
93	01,82	131	04,30	169	08,13	207	13,49
94	01,88	132	04,38	170	08,25	208	13,65
95	01,93	133	04,46	171	08,36	209	13,81
96	01,98	134	04,54	172	08,48	210	13,97
97	02,03	135	04,63	173	08,60	211	14,16
98	02,08	136	04,71	174	08,74	212	14,32
99	02,14	137	04,81	175	08,87	213	14,49
100	02,19	138	04,91	176	09,00	214	14,65
101	02,24	139	04,98	177	09,11	215	14,82
102	02,30	140	05,07	178	09,24	216	14,98
103	02,35	141	05,16	179	09,39	217	15,18
104	02,41	142	05,26	180	09,51	218	15,35
105	02,47	143	05,35	181	09,64	219	15,52
106	02,53	144	05,44	182	09,77	220	15,70
107	02,59	145	05,53	183	09,90	221	15,87
108	02,65	146	05,63	184	10,03	222	16,08
109	02,71	147	05,74	185	10,19	223	16,25
110	02,78	148	05,85	186	10,32	224	16,43
111	02,84	149	05,95	187	10,46	225	16,61
112	02,90	150	06,03	188	10,59	226	16,78
113	02,97	151	06,12	189	10,73	227	16,96
114	03,03	152	06,21	190	10,88	228	17,18
115	03,11	153	06,34	191	11,03	229	17,36
116	03,17	154	06,44	192	11,17	230	17,55
117	03,24	155	06,54	193	11,31	231	17,73

( Suite)

h (mm)	Q (l/s)	h (mm)	Q (l/s)	h (mm)	Q (l/s)	h (mm)	Q (l/s)
232	17,92	284	29,72	336	45,27	388	64,89
233	18,14	285	29,97	337	45,59	389	65,29
234	18,33	286	30,28	338	45,92	390	65,70
235	18,52	287	30,53	339	46,25	391	66,10
236	18,71	288	30,79	340	46,64	392	66,51
237	18,90	289	31,05	341	46,98	393	67,00
238	19,13	290	31,31	342	47,31	394	67,41
239	19,32	291	31,57	343	47,64	395	67,83
240	19,52	292	31,88	344	47,98	396	68,24
241	19,72	293	32,15	345	48,38	397	68,66
242	19,91	294	32,41	346	48,72	398	69,08
243	20,11	295	32,68	347	49,06	399	69,58
244	20,35	296	32,95	348	49,40	400	70,00
245	20,55	297	33,27	349	49,75	401	70,42
246	20,76	298	33,54	350	50,16	402	70,85
247	20,96	299	33,81	351	50,50	403	71,27
248	21,17	300	34,09	352	50,85	404	71,78
249	21,41	301	34,36	353	51,20	405	72,21
250	21,62	302	34,69	354	51,55	406	72,64
251	21,83	303	34,97	358	51,90	407	73,08
252	22,04	304	35,25	356	52,33	408	73,51
253	22,25	305	35,53	357	52,68	409	74,03
254	22,51	306	35,81	358	53,04	410	74,47
255	22,72	307	36,09	359	53,40	411	74,91
256	22,94	308	36,43	360	53,76	412	75,35
257	23,15	309	36,72	361	54,19	413	75,79
258	23,37	310	37,01	362	54,55	414	76,23
259	23,59	311	37,29	363	54,91	415	76,76
260	23,85	312	37,59	364	55,28	416	77,21
261	24,08	313	37,93	365	55,65	417	77,66
262	24,30	314	38,23	366	56,02	418	78,11
263	24,52	315	38,52	367	56,46	419	78,56
264	24,75	316	38,82	368	56,83	420	79,10
265	25,02	317	39,11	369	57,20	421	79,56
266	25,25	318	39,47	370	57,58	422	80,01
267	25,48	319	39,77	371	57,95	423	80,47
268	25,71	320	40,07	372	58,40	424	80,93
269	25,94	321	40,37	373	58,78	425	81,48
270	26,22	322	40,68	374	59,16	426	81,95
271	26,46	323	40,98	375	59,55	427	82,41
272	26,69	324	41,35	376	59,93	428	82,88
273	26,93	325	41,66	377	60,39	429	83,35
274	27,17	326	41,97	378	60,78	430	83,82
275	27,41	327	42,28	379	61,17	431	84,38
276	27,69	328	42,59	380	61,56	432	84,85
277	27,94	329	42,97	381	61,95	433	85,33
278	28,18	330	43,28	382	62,34	434	85,80
279	28,43	331	43,60	383	62,81	435	86,28
280	28,67	332	43,92	384	63,21	436	86,85
281	28,97	333	44,24	385	63,61	437	87,33
282	29,22	334	44,62	386	64,01	438	87,82
283	29,47	335	44,94	387	64,41	439	88,30



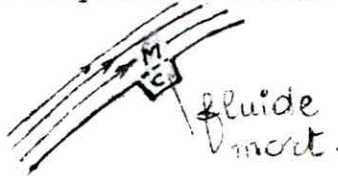
GRAPHE 1

### Hypothèse sur la prise de pression.

-En statique des fluides, on mesure la pression au moyen d'un manomètre. En dynamique des fluides parfaits ; la pression serait celle que donnerait une particule manométrique qui suivrait le mouvement du fluide. C'est une définition théorique.

-La définition pratique fait appel aux hypothèses suivantes:

1- Supposons un fluide parfait se déplaçant au voisinage d'une paroi continue où l'on creuse une petite cavité  $c$  sans saillie ni bavure. La paroi peut être considérée comme une ligne de courant qui n'est pas modifiée par la présence de la cavité qui se remplit de fluide mort.



La pression statique dans le fluide mort est égale à celle qui existe en M

2- Le fluide mort et le fluide en mouvement sont en contact en M par une surface fictive (prolongement de la surface de paroi) le long de laquelle, il y a une discontinuité de vitesses. On admet qu'il n'y a pas de discontinuité de pression à la traversée de cette surface. On pourra donc mesurer la pression du fluide mort avec un manomètre, elle sera égale à celle du fluide en mouvement en M

-Une telle prise de pression qui permet de mesurer la pression statique en un point où la vitesse est  $V$ , s'appelle prise de pression statique.

### Dimensionnement du déversoir et des portuis.

Le débit maximum à travers le canal d'aménée suivi d'un déversoir triangulaire déjà énoncé ci-dessus est de :  $Q_{max} = 30 l/s$ .

Le débit à travers le déversoir à seuil normal sera estimé à :

$$Q_{dév.} = \frac{2}{3} Q_{max} = \frac{2}{3} \cdot 30 = 20 l/s = 0,02 m^3/s$$

On sait que le débit à travers le déversoir à seuil normal est donné par l'expression:  $Q = 4,429 \mu b H^{3/2}$

La valeur du coefficient de débit  $\mu$  est donnée par le tableau I64 (Lencastre) pour les diverses pentes du parement amont, en fonction

du rapport  $H_s/(P + E)$ , c'est-à-dire en fonction du rapport de la charge totale  $H_0$  sur le seuil épais à la profondeur comptée à partir du couronnement du seuil. Le tableau I65 donne la valeur de  $H_s/H_0$  en fonction de  $h_a/H_0$ , à priori on ne connaît pas  $\mu$ , posons

$$\mu = 0,43 \text{ donc: } H_0^{3/2} = \frac{Q_{\text{dév}}}{\mu b \sqrt{2g}} = \frac{0,02}{0,43 \cdot 0,25 \sqrt{19,62}} = (0,042)^{3/2} \text{ m}$$

où  $H_0' = 0,12 \text{ m}$

Pour n'avoir une perte de charge singulière assez remarquable au niveau du seuil, qui peut provoquer une perturbation de l'écoulement on peut adopter la quantité  $E = 0,013 \text{ m}$ .

On fixe la hauteur de pelle :  $P = 0,25 \text{ m}$ .

Le rapport  $H/(P + E)$  sera :  $H/(P + E) = 0,456$ .

Le tableau I64 nous donne  $\mu = 0,49$ , valeur à partir de laquelle, on détermine une nouvelle valeur  $H_0''$  telle que :

$$H_0''^{3/2} = \frac{0,02}{0,49 \cdot 0,25 \sqrt{19,62}} = (0,0368)^{3/2}$$

Reprenons la même opération, le rapport devient :

$$H_0''/(P + E) = 0,418$$

Pour cette valeur, le coefficient de débit reste pratiquement égal au précédent. On peut donc prendre :

$$\mu = 0,49 \text{ et } H_0 = 0,11 \text{ m}$$

La vitesse d'aménée sera donc, à peu près :

$$U_a = \frac{Q}{H_0 + P} = \frac{0,08}{0,11 + 0,25} = 0,22 \text{ m/s}$$

On peut trouver aisément l'énergie cinétique dans le canal d'aménée

$$h_a = \frac{U_a^2}{2g} = \frac{(0,22)^2}{19,62} = 0,0025 \text{ m}$$

Pour calculer  $H_s$ , la charge critique totale, on détermine le rapport

$$h_a/H_0 = 0,0025/0,11 = 0,022 ;$$

au moyen du tableau I65, on obtient :  $H_s/H_0 = 1,16$  (Lencastre).

où  $H_s = 1,160 \times H_0 = 1,160 \times 0,11 = 0,125 \text{ m}$

Une fois connue  $H_s$ , on détermine la forme du seuil au moyen du tableau I62 et la forme supérieure de la nappe au moyen du tableau I63. (Lencastre).

$$h_a/H_s = 0,02$$



FACE INFÉRIEURE DE LA VEINE LIQUIDE  
( Valeur de  $Y/H_s$  )

(tab:162)

$ha/H_s$ $X/H_s \downarrow$	$a/b = 0$ (Vertical)					
	0,002	0,020	0,060	0,160	0,140	0,010
0,00	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
02	0280	0265	0235	0200	0180	0,0272
04	0490	0460	0400	0340	0300	0473
06	0650	0605	0530	0447	0400	0625
08	0765	0720	0630	0540	0470	0740
0,10	0,0860	0,0810	0,0710	0,0602	0,0520	0832
12	0940	0880	0770	0655	0560	0907
14	1000	0940	0820	0686	0580	0967
16	1045	0980	0845	0716	0595	1009
18	1080	1010	0870	0730	0600	1041
0,20	0,1105	0,1030	0,0880	0,0740	0,0599	1063
22	1120	1040	0885	0742	0590	1076
24	1120	1050	0880	0740	0577	1090
26	1120	1045	0875	0720	0560	1078
28	1115	1040	0860	0700	0535	1073
0,30	0,1105	0,1020	0,0845	0,0673	0,0503	1058
32	1090	1005	0820	0642	0477	1043
34	1070	0980	0785	0604	0440	1020
36	1040	0950	0750	0570	0397	0990
38	1010	0910	0710	0524	0353	0954
0,40	0,0970	0,0870	0,0670	0,0480	0,0303	0914
42	0920	0820	0620	0430	0250	0864
44	0870	0775	0565	0370	0195	0817
46	0820	0715	0515	0315	0138	0762
48	0760	0660	0455	0253	0060	0704
0,50	0,070	0,060	0,039	0,018	-0,001	0644
54	056	046	025	004	017	0504
58	040	031	009	-0,013	034	0350
62	024	013	-0,009	031	052	0179
66	004	-0,006	028	050	071	0055
0,70	-0,016	-0,028	-0,049	-0,071	-0,091	0,0225
74	038	049	072	093	114	0,0441
78	062	072	095	116	137	0676
82	086	097	120	142	162	0921
86	112	122	146	168	188	1176
0,90	-0,138	-0,150	-0,173	-0,195	-0,216	1447
94	167	179	202	224	244	1737
98	198	208	231	254	274	2036
1,00	214	224	247	270	290	2196
10	300	310	330	352	372	3056
1,20	-0,393	-0,402	-0,422	-0,443	-0,463	3980
30	495	504	522	543	563	5000
40	606	614	632	650	670	6104
50	724	733	750	769	784	7290
60	850	860	874	895	904	8556

Tableau donnant les valeurs des  $X$  et des  $Y$ 

$$X/Hs = a \quad X = a \times Hs$$

$$Y/Hs = b \quad Y = Hs \times b$$

X1 = 0.000	Y1=0.000	X24=0.0575	Y24=0.0089
X2= 0.0025	Y2=0.0033	X25=0.06	Y25=0.00825
X3=0.005	Y3=0.00575	X26=0.0625	Y26=0.0075
X4=0.0075	Y4=0.00756	X27=0.0675	Y27=0.00575
X5=0.01	Y5=0.009	X28=0.0725	Y28=0.00387
X6 =0.0125	Y6=0.0101	X29=0.0775	Y29=0.0016
X7=0.015	Y7=0.011	X30=0.0825	Y30=-0.00075
X8 =0.0175	Y8=0.0117	X31=0.0875	Y31= -0.0035
X9=0.02	Y9=0.0122	X32=0.0925	Y32=-0.00612
X10=0.0225	Y10=0.0126	X33=0.0975	Y33=-0.009
X11=0.025	Y11=0.01287	X34=0.1025	Y34=-0.0121
X12=0.0275	Y12=0.013	X35=0.1075	Y35=-0.0152
X13=0.03	Y13=0.0131	X36=0.1125	Y36=-0.0187
X14=0.0325	Y14=0.01306	X37=0.1175	Y37=-0.0224
X15=0.035	Y15=0.013	X38=0.1225	Y38=-0.0208
X16=0.0375	Y16=0.01275	X39=0.125	Y39=-0.028
X17=0.04	Y17=0.01256	X40=0.1375	Y40=-0.0387
X18=0.0425	Y18=0.01225	X41=0.15	Y41=-0.050
X19=0.045	Y19=0.01187	X42=0.16	Y42=-0.063
X20=0.0475	Y20=0.011375	X43=0.175	Y43=-0.07675
X21=0.05	Y21=0.0108	X44=0.1875	Y44=-0.0916
X22=0.0525	Y22=0.01025	X45=0.20	Y45=-0.1075
X23=0.055	Y23=0.00968		

### Détermination de diamètre des Pertuis

Nous proposons la valeur  $I$ , la hauteur du fond du canal jusqu'à l'axe des pertuis:

$$I = 0,04n$$

Pour calculer la vitesse des filets liquides à la sortie de la conduite en charge, on applique le théorème de Bernoulli sur le long du filet liquide passant par le centre de gravité  $G$  de la section  $EF$ . Soit  $M$  le point origine de ce filet sur la surface libre; prenons pour plan de comparaison le plan horizontal passant par  $G$  et soit  $H$  sa distance à la surface libre  $AB$ .

Admettons que la vitesse en  $G$  est égale à la vitesse moyenne  $U$  des filets dans la section  $EF$  dans laquelle les filets étant redevenus parallèles, règne la pression atmosphérique.

En désignant par  $\Delta H$  la perte de charge entre  $M$  et  $G$ , l'équation de Bernoulli s'écrit:

$$H_M + P/\omega + V_M^2/2g + \Delta H_M = H_G + P_G/\omega + V_G^2/2g + \Delta H_G \quad (1)$$

La perte de charge  $\Delta H$  entre  $M$  et  $G$  se réduit pratiquement à la perte de charge due au rétrécissement brusque du courant à l'entrée dans les conduites. Elle est estimée à:

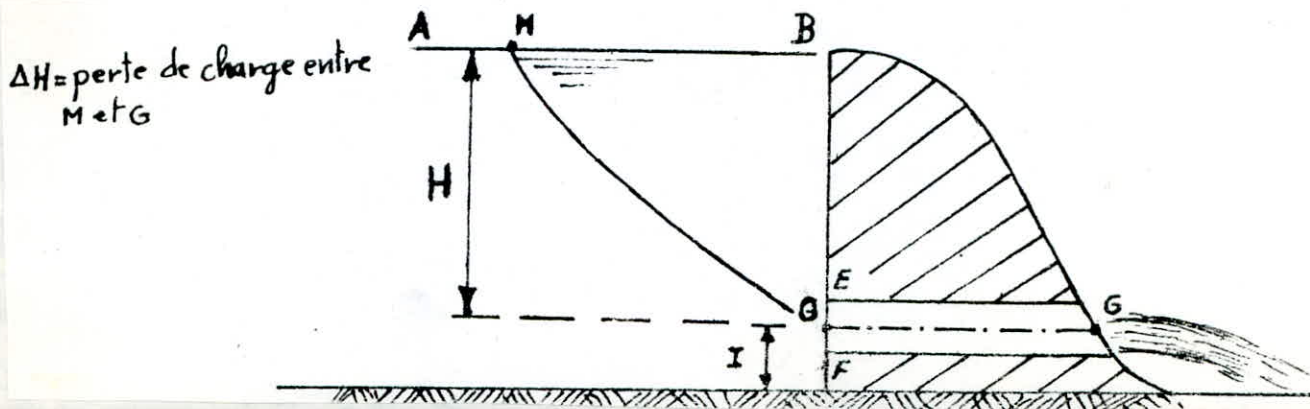
$$\Delta H_G = 0,5 V_G^2/2g.$$

$H_M$  = la charge disponible

$P_M = P_G = P_a$  = pression atmosphérique

$V_M$  = vitesse d'amenée dans le canal

$\Delta H_M = 0$ , perte de charge entre le point  $M$  et  $O$  le point d'entrée du courant.



$H_G = 0$ , charge au point G

$V_G$  = vitesse des filets liquides à la sortie des conduites .

$H_G$  = perte de charge entre les points O et G :  $H_G = 0,5V_G^2/2g$ .

Après simplification, l'équation I se réduit comme suit :

$$H_M + V_M^2/2g = H_G + V_G^2/2g(0,5 + 1) \quad (2)$$

On peut tirer la vitesse des filets à la sortie des conduites.

$$V_G^2 = (H_M - H_G + \frac{V_M^2}{2g}) \frac{2g}{1,5}$$

d'où

$$V_G = \varphi \sqrt{(H_M + \frac{V_M^2}{2g}) \frac{2g}{1,5}} = \varphi \sqrt{2g H_M + V_M^2}$$

$\varphi$  = coefficient de vitesse qui est égal à 0,82.

Détermination de diamètre de la conduite forcée, soit Q le débit évacué à travers les 2 conduites .

$$Q_{\text{pertuis}} = \frac{2 \cdot \pi \cdot D^2 \cdot V_G}{4} \quad D^2 = \frac{4Q_{\text{pertuis}}}{\pi \cdot V_G \cdot 2}$$

$$D \text{ où } D = \sqrt{\frac{2Q_p}{\pi \cdot V_G}}$$

Application numérique :

$$Q_p = 101/s = 0,01m^3/s$$

$$H = P + H - II = 0,25 + 0,11 - 0,04 = 0,32m$$

$$V_M = U_a = 0,22m/s \quad V_G = 2,06m/s$$

$$D = \sqrt{\frac{2 \cdot 0,010}{\pi \cdot 2,06}} = 0,0556m, \text{ nous avons trouvé un diamètre : } D_{\text{calculé}} = 0,0556m, \text{ mais on adopte } D = 0,055m$$

RESULTATS DES MESURES DE DEBITES, DE PRESSIONS, DE NOTRE EXPERIENCE SUR MODELE REDUIT.

-Nous avons résumé sous forme de tableaux ces résultats:

- 1-Fonctionnement du déversoir seul
- 2-Fonctionnement du déversoir et un pertuis
- 3-Fonctionnement du déversoir et deux pertuis
- 4-Fonctionnement d'un pertuis
- 5-Fonctionnement de deux pertuis

I-Tableau des mesures de débits et de pressions pour DEVERSOIR SEUL.

Charge au-dessus de la pointe du déversoir triangulaire H[mm]	Q l/s	Charge du déversoir normal H <sub>mm</sub>	Pression sur le pa- remment aval du déve- rsoir [mm]		
			P <sub>1</sub> /W	P <sub>2</sub> /W	P <sub>3</sub> /W
89,8	1,67	23,6	29	9	22
91,6	1,75	23,9	30	9	22
113,6	3,00	34,3	33	9	36
132,1	4,38	43,2	36	10	42
146,21	5,65	50,6	38	10	48
161,1	7,55	58,3	39	10	54
178,4	9,3	68,6	40	11	64
191,5	11,1	75,7	43	11	78
201,2	12,56	82,8	43	12	91
210,3	14,02	88,9	42	12	109
215,4	14,94	94,8	41	13	117
230,0	17,55	99,6	30	13	124
236,5	18,80	103,7	29	14	131

I-Tableau des mesures de débits et de pressions pour déversoir et un puits.

Charge sur dév. à profil normal H [mm]	Charge des puits H [mm]	Charge dév. triangulai- re [mm]	Q [l/s] Débits	Pressions sur le parement aval [cm]		
				P <sub>1</sub> /W	P <sub>2</sub> /W	P <sub>3</sub> /W
14,8	244	144,7	5,50	8,0	0,2	1,2
22,7	251,9	152,7	6,30	8,2	0,2	1,9
35,8	265,0	169,3	8,16	8,7	0,3	3,2
46,0	275,2	181,1	9,65	8,9	0,4	3,9
55,3	284,5	193,1	11,32	9,1	0,5	4,9
63,5	292,7	204,8	13,12	9,2	0,6	6,1
71,1	300,3	212,9	14,47	9,2	0,7	7,8
76,8	306	221,3	15,93	9,2	0,8	9,0
82,9	312,1	228,7	17,30	9,2	0,9	10,2
87,6	316,8	234,3	18,38	9,1	0,9	10,8
91,3	320,5	239,7	19,46	9,0	0,9	11,4
94,9	324,1	244,3	20,41	8,9	0,9	11,8
98,0	327,2	250,1	21,64	8,8	1,0	12,3

III. Tableau des mesures de débits et de pressions pour déversoir et deux pertuis.

Charge au-dessus du dév. normal H [mm]	Charge des pertuis H [mm]	Charge au-dessus du dév. triangulaire H [mm]	Q [l/s] Débit	Pressions sur le parement aval [cm]		
				P <sub>1</sub> /W	P <sub>2</sub> /W	P <sub>3</sub> /W
13,2	242,4	181	9,64	7,9	0,3	1,1
27,8	257,0	193,2	11,34	8,4	0,4	2,6
36,6	264,5	206,7	13,44	8,8	0,5	3,7
51,2	280,4	215,9	14,96	9,0	0,7	5,4
58,7	287,9	223,9	16,41	9,2	0,8	6,9
65,5	294,7	231,9	17,90	9,2	0,9	8,0
71,1	300,3	238,4	19,20	9,2	1,0	9,1
75,6	304,8	244,10	20,37	9,2	1,0	10,1
79,9	309,1	247,6	21,08	9,2	1,0	10,9
86,6	315,8	254,66	22,65	9,1	1,2	11,8
91,7	320,9	262	24,30	9,0	1,2	12,4
97,2	326,4	270,2	26,27	8,8	1,2	13,3
100,0	329,2	275,07	27,43	8,7	1,2	13,6
101,3	330,5	275,4	27,52	8,6	1,2	13,8

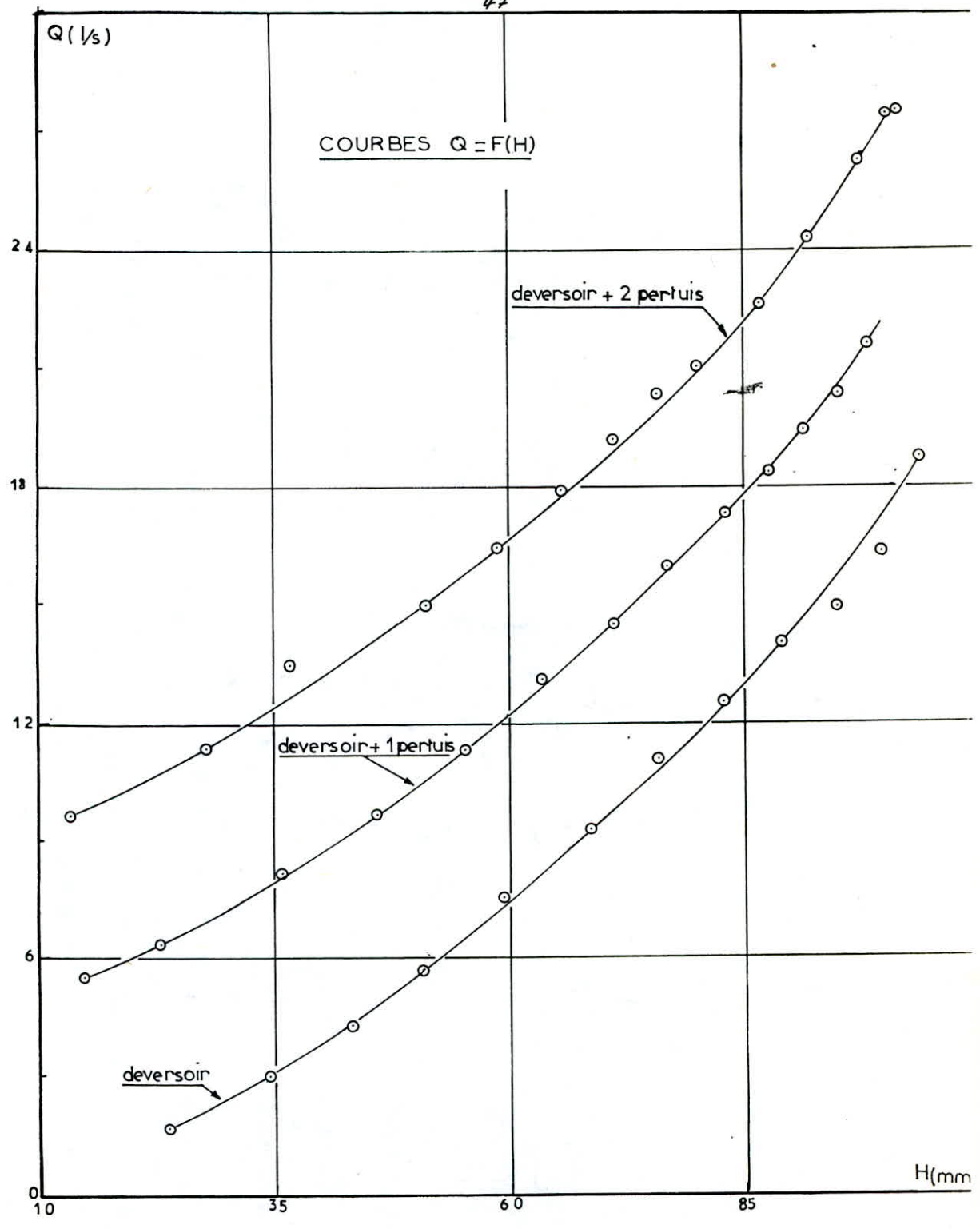


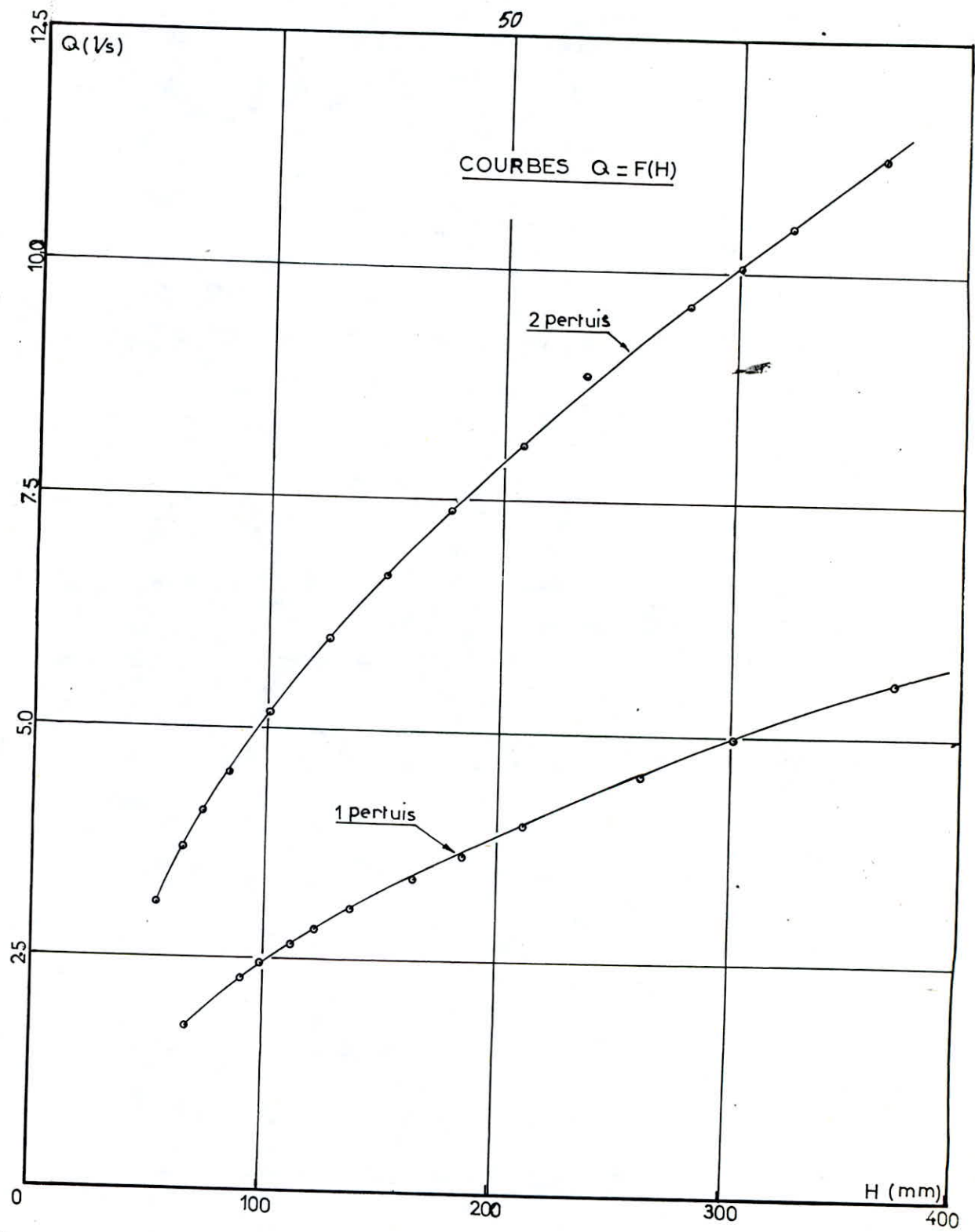


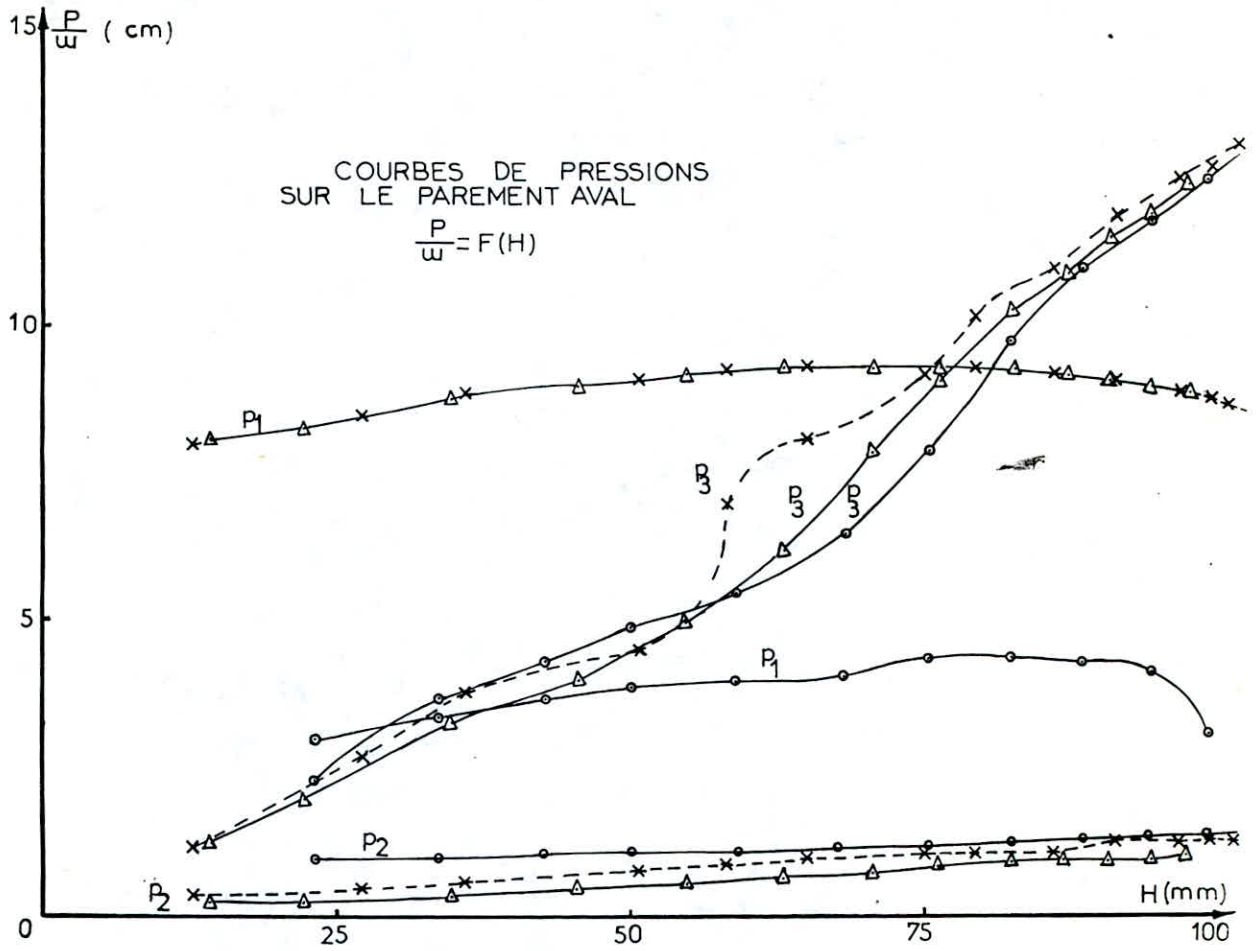
TABLEAU DONNANT LES RESULTATS DU FONCTIONNEMENT D'UN  
SEUL PERTUIS

N° d'expériences	H charges de chaque pertuis en (mm)	h charges sur le déversoir triangulaire en (mm)	Q débit (l/s)
1	67.5	92.6	1.75
2	91.3	101.6	2.27
3	99.8	104.5	2.44
4	112.7	107.9	2.64
5	122.7	110.6	2.81
6	138.1	114.1	3.04
7	165.4	119.1	3.38
8	186.5	122.6	3.64
9	212.2	126.9	3.97
10	263.3	133.9	4.53
11	302.6	138.6	4.94
12	372.5	145.1	5.54

TABLEAU DONNANT LES RESULTATS DU FONCTIONNEMENT DES 2 PERTUIS

N° d'expériences	H charges de chaque pertuis en (mm)	h charges sur le deversoir triangulaire (mm)	Q dredits (l/s)
1	54.5	114.7	3.08
2	65.7	123.0	3.67
3	73.9	128.1	4.06
4	84.8	133.5	4.50
5	101.6	140.9	5.15
6	126.8	149.1	5.94
7	151.7	156.0	6.64
8	179.5	162.5	7.36
9	209.5	168.6	8.07
10	236.5	174.8	8.84
11	280.4	180.6	9.58
12	302.4	183.9	10.02
13	324.1	187.0	10.46
14	365.1	192.2	11.20





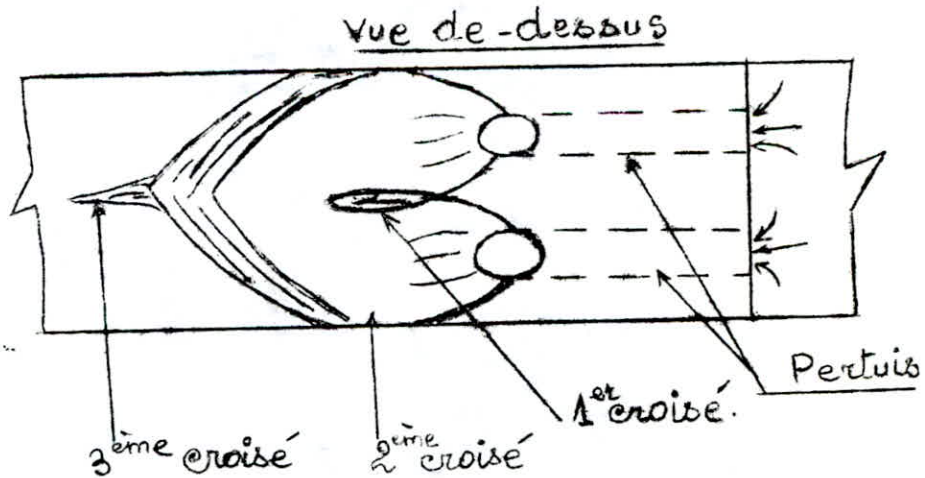
- pour deversoir
- △ pour deversoir + 1 pertuis
- × pour deversoir + 2 pertuis

Description des phénomènes lors du fonctionnement simultané du déversoir et deux pertuis.

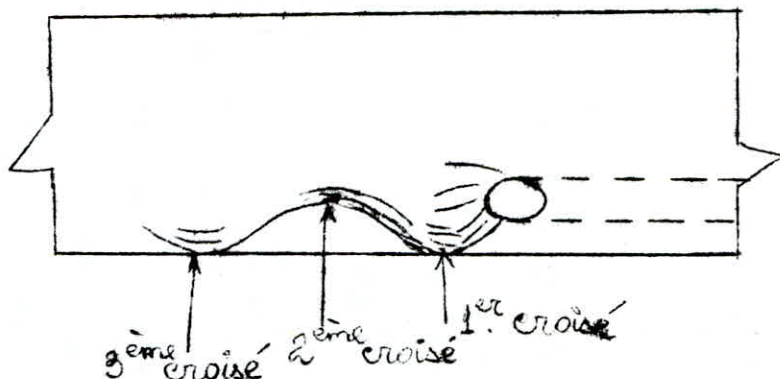
-En premier lieu, ce sont les deux pertuis qui fonctionnent avec une certaine charge donnée. On constate que l'écoulement se fait sans gêne, mais dès que le déversoir commence à déverser la lame d'eau, les jets des pertuis sont de plus en plus gênés, et on observe au pied de l'ouvrage une surélévation de la surface libre qui se reproduit en deux étapes.

Tout d'abord, le rencontre du courant liquide de la lame déversante et les jets horizontaux donnent naissance au premier croisé, et sur les parties latérales apparaissent le deuxième croisé qui est dû au heurte des jets avec les parois.

Les courants liquides rejetés de part et d'autre des parois se heurtent de nouveau et créent le troisième croisé; on entend par croisé la particularité de relèvement de surface d'eau sous l'effet de choc entre les jets des filets liquides et les parois verticales du canal d'amenée.

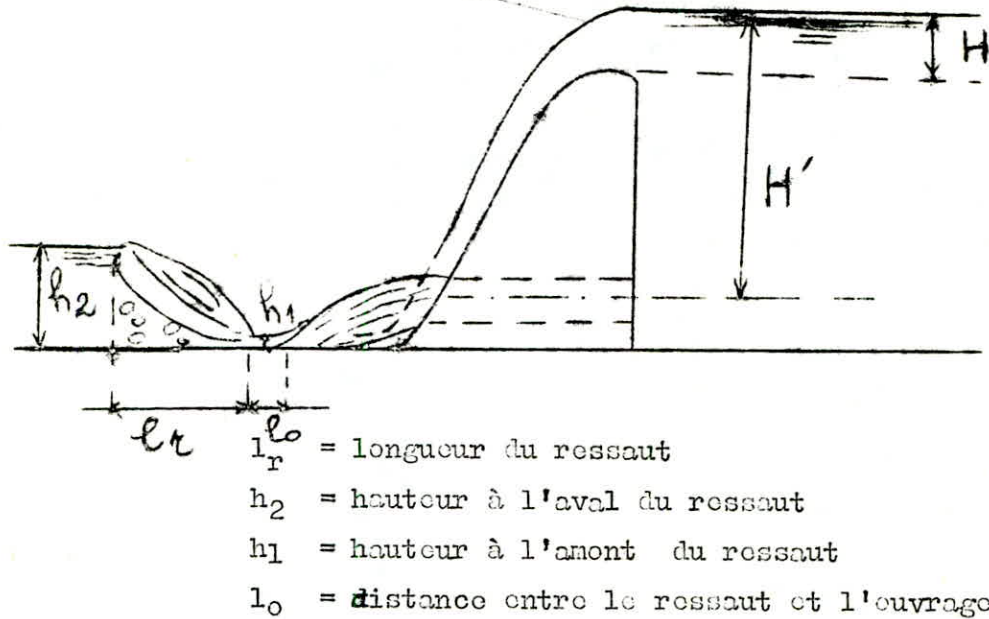


Lors du fonctionnement simultané du déversoir et un pertuis, on voit les mêmes phénomènes, mais ceux-là se passent d'une manière asymétrique selon la figure ci-dessous :



#### Résultats expérimentaux sur les ressauts :

On a formé un ressaut avec un débit donné, nous avons gardé la même fermeture de la vanne persienne et on a changé le débit trois fois, plus précisément, notre expérience est basée sur l'établissement des relations entre le débit  $Q$  et les profondeurs conjuguées  $h_1$  et  $h_2$ . A ce propos, nous avons ~~consé~~ observé les phénomènes qui peuvent se produire; comme le déplacement du ressaut, à chaque fois qu'on augmente le débit, celui-ci a tendance à s'éloigner de l'ouvrage (déversoir) et se stabilise après un instant dans un endroit, (dans le sens du courant d'eau) car la vitesse du courant d'eau s'élève et le changement de régimes d'écoulement (torrentiel en fluvial) se passe tardivement vers le bref aval.



Lors de l'expérience, nous n'avons pu mesurer que la hauteur  $h_2$ , pour  $h_1$ , il est presque impossible de mesurer, car la surface libre d'eau est instable, il y a une perturbation due à la forte pression et vitesse en ce lieu.

Mais on peut trouver approximativement  $h_1$  d'après une formule empirique suivante :

$$h_1 = \frac{h_2}{2} \left( \sqrt{1 + \frac{8q^2}{gh_2^2}} - 1 \right)$$

$$\text{où } q = \frac{Q}{L}$$

$q$  = débit unitaire

$L$  = largeur du canal d'aménée

La longueur  $l_r$  est à peu près 5 à 7 fois sa hauteur (voir chap. (IV) page (28))

Nous avons pris  $l_r \leq 7 (h_2 - h_1)$ .

Tableau pour les caractéristiques du ressaut  $h_1$ ,  $h_2$ ,  $Q$ ,  $l_r$ ,  $l_0$ , pour le fonctionnement d'un déversoir et un pertuis.

Points	Q [l/s]	Hauteurs conjuguées [mm]			lr [cm]		l <sub>o</sub> [cm]
		h <sub>2</sub>	h <sub>1</sub> théo.	h <sub>1</sub> exp.	théo.	exp.	
1	9,86	112,70	21,00	18 ÷ 23	64,2	63 ÷ 66	3
2	10,56	115,80	22,60	18 ÷ 23	65,24	63 ÷ 67	18,5
3	13,31	126,20	29,40	27 ÷ 30	67,76	67 ÷ 70	65

Tableau I

Fonctionnement d'un déversoir et les 2 pertuis

Les mêmes phénomènes se reproduisent identiquement que le précédent

Points	Q [l/s]	Hauteurs conjuguées [mm]			lr [cm]		l <sub>o</sub> [cm]
		h <sub>2</sub>	h <sub>1</sub> théo.	h <sub>1</sub> exp.	théo	exp.	
1	15,02	137,4	31,70	30 ÷ 33	73,99	70 ÷ 74	2
2	17,90	152,2	36,4	34 ÷ 38	81,06	80 ÷ 83	35,5
3	22,20	169,20	44,5	40 ÷ 45	87,29	86 ÷ 89	73,5

Tableau 2

Fonctionnement de 2 pertuis:

Points	Q [l/s]	Hauteurs conjuguées [mm]			lr [cm]		l <sub>o</sub> [cm]
		h <sub>2</sub>	h <sub>1</sub> théo.	h <sub>1</sub> exp.	théo.	exp.	
1	7,22	89,40	17,75	17 ÷ 20	50,15	50 ÷ 55	0,00
2	8,80	97,30	21,79	19 ÷ 23	52,85	50 ÷ 57	80,00
3	9,64	199,70	7,33	7 ÷ 11	134,65	÷ -	→ ∞

Tableau 3



Fonctionnement du déversoir seul.

Points	Q [l/s]	Hauteurs conjuguées [mm]			lr [cm]		L <sub>o</sub> [cm]
		h <sub>2</sub>	h <sub>1</sub> théo.	h <sub>1</sub> exp.	théo.	exp.	
1	5,29	80,50	12,20	10 ÷ 13	47,81	47-50	19
2	6,14	88,50	13,60	10 ÷ 14	52,43	50-53	25
3	9,46	104,60	22,00	19 ÷ 23	57,82	55-58	103

Tableau 4

Fonctionnement d'un Portuis.

Points	Q [l/s]	Hauteurs conjuguées [mm]			lr [cm]		L <sub>o</sub> [cm]
		h <sub>2</sub>	h <sub>1</sub> théo.	h <sub>1</sub> exp.	théo.	exp.	
1	4,35	68,6	11,26	10 ÷ 15	40,13	ressaut	ressaut
2	5,37	81,30	12,35	10 ÷ 16	48,26	instable	instable
3	5,48	93,00	10;22	10 ÷ 16	57,96	/	/

Tableau 5

Remarque: Lors de l'expérience de ce dernier schéma, le ressaut est instable, il se forme juste au pied de l'ouvrage dont la surface libre est oblique (asymétrique). Quand on augmente le débit, il s'éloigne puis il revient en mouvement oscillatoire. Ce phénomène se répète presque tout les deux minutes.

Précisions des mesures :

Il est bien de rappeler, que lors de la prise des mesures, il y a plusieurs sources d'erreurs qui interviennent. Les diverses causes d'erreurs peuvent être mentionnées, mais parmi les principales sont : les erreurs instrumentales, les erreurs faites par l'opérateur. . . .

Donc, en bref, il y a deux sortes d'erreurs :

- Les erreurs systématiques dues par l'imperfection des appareils de mesure .

- Les erreurs accidentelles causées par l'opérateur.

Afin de pouvoir tracer les courbes sur les points obtenus, on applique la méthode de rectangle :

Celle-ci a pour but de voir les points aberrants. Cette méthode consiste à tracer, autour de quelques points, un rectangle dont les côtés sont :  $2\Delta Q$  et  $2\Delta H$ .

$$\text{où } \Delta Q = \frac{5}{2} \frac{Q}{H_2} \Delta H_2$$

$$\text{et on a estimé } \Delta H_1 = 1 \text{ mm.}$$

Car dans notre cas, c'est une courbe  $Q = F(H)$ , on sait que  $Q$  est mesuré indirectement, tandis que  $H_2$  la charge est mesurée directement avec le limnètre, au dessus de la pointe du déversoir triangulaire.

-  $\Delta H_1$  est l'erreur estimée lors de la mesure de la charge au dessus du déversoir normal. Pour déterminer l'erreur absolue, prenons la formule d'un déversoir triangulaire comme suit :

$$Q = \frac{8}{15} \mu \operatorname{tg} \alpha \cdot H_2^2 \cdot \sqrt{2g H_2} \text{ en posant } A = \frac{8}{15} \mu \operatorname{tg} \alpha \sqrt{2g}$$

Ecrire sous forme logarithmique on a :

$$\ln Q = \ln A + \frac{5}{2} \ln H_2$$

$$dQ/Q = 5/2 (dH_2 / H_2) + 0$$

$$\text{d'où } \Delta Q = 5/2 (Q / H_2) \Delta H_2$$

On estime  $\Delta H_2 = 0,5 \text{ mm}$

Tableau résumant la relation entre  $\Delta Q$  et  $\Delta H_I$  pour le déversoir seul .

Points	$\Delta H_I$ [mm]	Débits Q [l/s]	$H_2$ charge du dév. triangulaire [mm]	$\Delta Q$ [l/s]
I	I	I,67	89,80	0,023
6	I	9,30	178,40	0,065
10	I	14,94	215,40	0,086
II	I	17,94	230,00	0,095
12	I	18,80	236,50	0,099

Tableau résumant la relation entre  $\Delta Q$  et  $\Delta H_I$  pour Déversoir # Un Pertuis .

Points	$\Delta H_I$ [mm]	Q [l/s]	$H_2$ [mm]	$\Delta Q$ [l/s]
I	I	5,50	144,70	0,047
7	I	14,47	212,90	0,084
II	I	19,46	239,70	0,101

Tableau résumant la relation entre  $Q$  et  $H_1$  pour Déversoir et deux pertuis.

Points	$\Delta H_1$ [mm]	$Q$ [L/s]	$H_2$ [mm]	$\Delta Q$ [L/s]
I	I	9,64	181,00	0,066
4	I	14,96	215,90	0,086
9	I	21,08	247,60	0,106
12	I	26,27	270,20	0,121

Exactitude des résultats.

a--La formule de débit pour un déversoir triangulaire est donné par:  $Q = \frac{8}{15} U \operatorname{tg} \alpha H_2^2 \sqrt{2gH_2}$

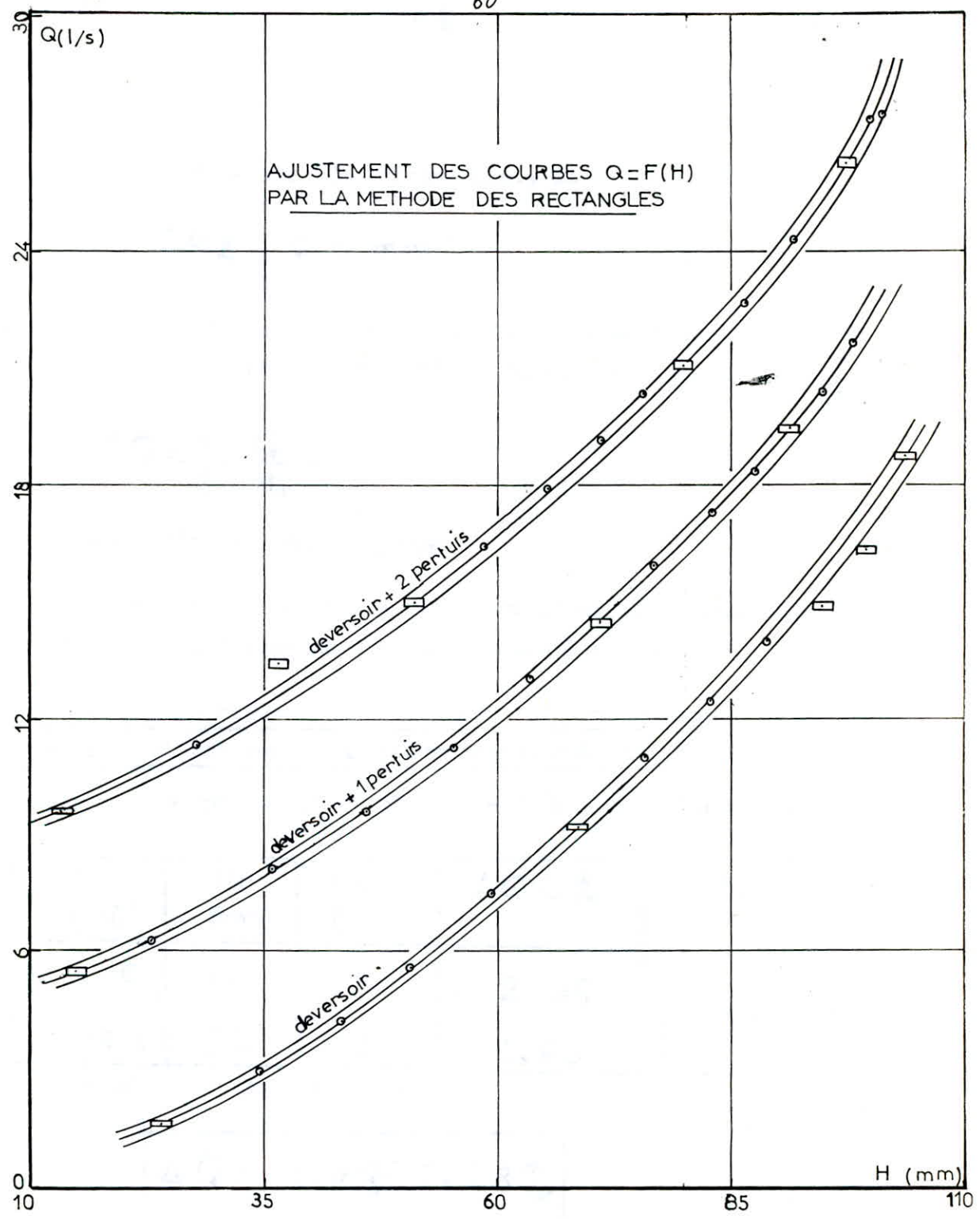
Posons  $\frac{8}{15} U \operatorname{tg} \alpha \sqrt{2g} = a$   
 $Q = a H_2^{5/2}$

En écrivant cette expression sous forme de logarithme naturel

on a :  $\ln Q = \frac{5}{2} \ln H_2 + \ln a$   
 $\frac{dQ}{Q} = \frac{5}{2} \left( \frac{dH_2}{H_2} \right)$

d'où l'erreur absolue sera :

$$\Delta Q = \frac{5}{2} \left( \frac{Q}{H_2} \right) \Delta H_2$$



$$\Delta Q = \frac{1}{2} \cdot \frac{Q_p}{H_p} \cdot \Delta H_p, \text{ on estime } \Delta H_p = 1 \text{ mm.}$$

Pts	Q [l/s]	H <sub>p</sub> [mm]	ΔH <sub>p</sub> [mm]	ΔQ/Q %	ΔQ %
1	3,5	172	1	0,29	} 0,20 ÷ 0,29
2	4,75	232	1	0,20	

3°)- Exactitude des résultats pour le fonctionnement de deux pertuis :

Pts	Q [l/s]	H <sub>p</sub> [mm]	ΔH <sub>p</sub> [mm]	ΔQ/Q %	ΔQ %
1	4,5	84	1	0,59	} 0,19 ÷ 0,59
2	9,25	282	1	0,19	

4°)- Exactitude des résultats pour le fonctionnement d'un déversoir et d'un pertuis :

1 Déversoir + 1 pertuis :  $\Delta Q \% = \frac{\Delta Q_p + \Delta Q_{dév.}}{Q_p + Q_{dév.}}$

Pts	Q <sub>p</sub> [l/s]	Q <sub>dév</sub> [l/s]	ΔQ <sub>p</sub> [l/s]	ΔQ <sub>dév</sub> [l/s]	ΔQ %
1	3.5	9.6	0.01	0.20	1.6
2	4.75	14.4	0.0084	0.24	1.29

5°)- Exactitude des résultats pour le fonctionnement d'un déversoir et 2 pertuis :

$$\Delta Q = \frac{\Delta Q_{2\text{pertuis}} + \Delta Q_{\text{dév}}}{Q_{2\text{pertuis}} + Q_{\text{dév}}} \%$$

Pts	Q dév [l/s]	Q 2p. [l/s]	$\Delta Q_{\text{dév}} \%$	$\Delta Q_{2p} \%$	$\Delta Q \%$
1	9,6	4,5	0,20	0,027	1,51
2	14,4	9,25	0,24	0,018	1,1

- LA SIMILITUDE EN HYDRAULIQUE -

I.- Lois de similitude :

Nous avons envisagé trois lois de similitude, ce sont :

1)- Similitude géométrique :

Si le modèle est géométriquement semblable au prototype, les dimensions linéaires homologues du modèle et du prototype étant dans le rapport  $\lambda$  (échelle du modèle)

$$\text{soit : } \lambda = \frac{L_2}{L_1}$$

$L_1$  relative au prototype

$L_2$  relative au modèle

2 )- Similitude cinématique :

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

soient :

$t_1$  temps mis à parcourir une distance  $L_1$  dans le prototype

que toutes les forces agissant en des points homologues du modèle et du prototype soient dans le même rapport.

1)- choix d'échelle :

Les principales forces qui interviennent en hydraulique sont les suivantes :

- les forces d'inertie
- les forces de turbulence
- les forces de pesanteur
- les forces de viscosité
- les forces de capillarité

Dans la plupart de cas, les forces de capillarité n'interviennent que pour des problèmes très particuliers.

Il nous reste à considérer les quatre catégories de forces :

a)- Forces d'inertie :

La force d'inertie agissant sur la particule de masse  $m$  animée de vitesse  $V$  sur sa trajectoire dont le rayon de courbure est  $r$ , a pour expression :

$$F = m \frac{V^2}{r}$$

Dans le prototype, on aura :  $F_1 = m_1 \frac{V_1^2}{r_1}$

Dans le modèle :  $F_2 = m_2 \frac{V_2^2}{r_2}$

$$\text{d'où } \frac{F_2}{F_1} = \frac{m_2}{m_1} \left( \frac{V_2}{V_1} \right)^2 \frac{r_1}{r_2} \Rightarrow \lambda_{fi} = \frac{\lambda m \cdot \lambda v^2}{\lambda} = \lambda m \cdot \lambda \cdot \lambda^{-2}$$

on a enfin :  $\lambda m = \lambda \rho \cdot \lambda$

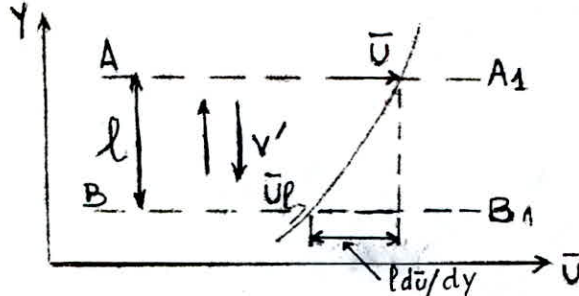
$$\lambda_{fi} = \lambda \rho \cdot \lambda^4 \cdot \lambda^{-2}$$

b)- Forces de turbulence :



La force tangentielle résultant de la turbulence d'un écoulement peut s'exprimer comme suit

$$F_t = S \bar{U}' V'$$



Soient deux plans AA1, BB1 éloignés l'un de l'autre d'une distance  $l$ . Examinons l'influence sur la couche AA1 de ce double courant de particules : celles qui proviennent de BB1 et qui atteignent AA1 et celles qui quittent AA1 pour atteindre BB1.

1) Les particules provenant de BB1 sont animées d'une vitesse relative négative  $\bar{U}_1 - \bar{U} = -l (d\bar{U}/dy)$

Elles exercent sur AA1 un effet retardateur

$$\text{Soit } \tau_1 = -\rho v' l (d\bar{U}/dy)$$

2) Le parcours inverse des particules donnent la même tension de turbulence, mais la vitesse relative est positive. Dans ce cas les particules projetées provoquent sur BB1 un effet accélérateur :

$$\tau_2 = +\rho v' l d\bar{U}/dy$$

3) S'il existe une corrélation statistique régulière entre  $U'$  et  $V'$ , alors le produit  $\overline{U'V'}$  soit en moyenne constant en fonction du temps. On peut admettre que  $V'$ , qui est provoquée par le gradient de vitesse  $l d\bar{U}/dy$  a la même forme que lui-même.

Dans ce cas, on peut écrire :  $\tau = -\rho v' l d\bar{U}/dy = \rho l^2 (d\bar{U}/dy)^2$   
 $\rho$  étant la masse volumique du liquide,  $l$  étant la longueur de mélange ;

$$F = S \tau = S \rho l^2 (d\bar{U}/dy)^2$$

$$\lambda \rho \tau = \lambda^4 \lambda \rho \lambda U^2 \lambda^{-2} = \lambda^2 \lambda \rho \lambda v^2 = \lambda^4 \lambda \rho \lambda t^{-2}$$

On voit que le rapport de similitude des forces de turbulence est le même que celui des forces d'inertie. Donc ces deux catégories de forces sont de même nature.

### C- Forces de pesanteur.

La force de pesanteur qui agit sur la particule liquide de masse  $m$  est donnée par l'expression:

$$F_p = mg.$$

Le rapport des forces de pesanteur:  $\lambda_{fp} = \lambda_m \cdot \lambda_g$

donc:  $\lambda_{fp} = \lambda \rho \lambda^3 \lambda g$

### D- Les forces de viscosité.

La force de viscosité agissant sur l'élément de surface  $dS$  est donnée par la formule de Newton:

$$dF = \mu dS \left( \frac{dV}{dn} \right)$$

$dV/dn$  représentant le gradient de vitesse dans la direction normale à  $dS$ .

Le rapport des forces de viscosité sera donc:

$$\lambda_{fv} = \lambda \mu \cdot \lambda^2 \cdot \lambda v \cdot \lambda^{-1}$$

$$\lambda_{fv} = \lambda \mu \cdot \lambda^2 \cdot \lambda t^{-1}$$

Ces forces sont négligeables par rapport aux trois forces décrites précédemment car le frottement visqueux à la paroi ne joue qu'un rôle très faible.

On a vu que  $\lambda_{fi} = \lambda_{ft}$ ; la condition de similitude des forces impose que les trois rapports  $\lambda_{fi}$ ,  $\lambda_{ft}$  et  $\lambda_{fp}$  sont les mêmes. Alors  $\lambda_{fi} = \lambda_{ft} = \lambda_{fp} = \lambda_{\rho} \cdot \lambda^4 \cdot \lambda_t^{-2} = \lambda_{\rho} \cdot \lambda^3 \cdot \lambda_g$ .  $\lambda_g = 1$  g reste constant dans le prototype que dans le modèle donc la condition s'écrit après simplification

$$\lambda = \lambda_t^{-2}$$

on a déjà vu que  $\lambda_v = \lambda / \lambda_t \Rightarrow \lambda_t = \lambda / \lambda_v$

donc  $\lambda = \left(\frac{\lambda}{\lambda_v}\right)^{-2} \Rightarrow \boxed{\lambda_v = \sqrt{\lambda}}$

Cette relation est connue sous le nom de LOI SIMILITUDE DE REECH - FROUDE

Cette relation peut s'écrire d'une autre façon:

$$\frac{v_2}{v_1} = \sqrt{\frac{L_2}{L_1}}$$

, si on divise les deux membres par g

on a:

$$\boxed{\frac{v_2}{\sqrt{g L_2}} = \frac{v_1}{\sqrt{g L_1}} = F}$$

En combinant les similitudes: géométrique, cinématique et dynamique, on peut établir les rapports de toutes les grandeurs physiques caractérisant l'écoulement dans le prototype et dans le modèle; ce qui permet de passer les résultats observés sur le modèle à ceux escomptés sur le prototype.

- Temps :  $\lambda_t = \sqrt{\lambda}$
- Vitesse :  $\lambda_v = \sqrt{\lambda}$
- Débit :  $\lambda_q = \lambda_v \cdot \lambda^2 = \lambda^{5/2}$
- Accélération :  $\lambda_a = \frac{\lambda}{\lambda_t^2} = 1$  (résultat déjà vu sur le paragraphe (d) )
- Forces :  $\lambda_f = \lambda_m \cdot \lambda_a = \lambda_{\rho} \cdot \lambda^3$
- Pression :  $\lambda_p = \frac{\lambda_f}{\lambda^2} = \frac{\lambda_{\rho} \lambda^3}{\lambda^2} = \lambda_{\rho} \cdot \lambda$

Remarque: on utilise le même liquide dans le modèle que dans le prototype donc  $\lambda_{\rho} = 1$

### 5) Effet d'échelle:

La loi de similitude de Reynolds est fréquemment employée en hydraulique, surtout le cas d'écoulement en charge dans lesquels la pesanteur n'intervient pas ni sur les phénomènes de tension superficielle, sauf toutefois dans le cas d'écoulement très rapide.

Cette loi est à considérer sur notre expérience car on a fait fonctionner les pertuis (écoulement en charge)

Dans ce cas, les forces de pesanteur sont négligeables par rapport aux forces d'inertie, de turbulence et de viscosité. Comme dans le cas de Reech-Froude la condition de similitude des forces impose que les trois rapports  $\lambda_{fi}$ ,  $\lambda_{ft}$  et  $\lambda_{fv}$  soient les mêmes.

Compte tenu de ce que  $\lambda_{fi} = \lambda_{ft}$ , la condition se résume à:

$$\lambda_{fi} = \lambda_{fv}$$

$$dF_v = \mu \, ds \frac{dv}{dn}; \frac{dv}{dn} : \text{gradient de vitesse dans la direction normale à } ds$$

Le rapport des forces de viscosité sera donc :

$$\lambda_{fv} = \lambda \mu \cdot \lambda^2 \lambda_v \lambda^{-1} = \lambda \mu \lambda^2 \lambda_v^{-1}$$

$$\text{Et } \lambda_{fi} = \lambda_{fv} = \lambda \rho \cdot \lambda^4 \lambda_v^{-2} = \lambda \mu \lambda^2 \lambda_v^{-1}$$

$$\text{Après simplification on a: } \frac{\lambda \mu}{\lambda \rho} = \lambda^2 \lambda_v^{-1} = \lambda \cdot \lambda_v$$

Mais le rapport des coefficient de viscosité cinématique

est  $\frac{\lambda \mu}{\lambda \rho} = \lambda \nu$ , ce qui fait que

$$\frac{\lambda \cdot \lambda \nu}{\lambda \nu} = 1 \Leftrightarrow \frac{L_2}{L_1} \frac{V_2}{V_1} \frac{\nu_1}{\nu_2} = 1$$

Où on tire le nombre de Reynolds

$$R = \frac{L_2 V_2}{\nu_2} = \frac{L_1 V_1}{\nu_1} = Cte$$

Remarque: Ces deux similitudes étant les plus utilisés, mais dans la pratique, il est très difficile de faire varier  $V$  entre le prototype et le modèle.

Autrement dit, il est pratiquement impossible de réaliser des essais en modèle réduit permettant de satisfaire simultanément aux conditions de REECH-FROUDE et de REYNOLDS.

Malgré cette impossibilité, nous avons censé de trouver le nombre de Reynolds dans les cas de schéma : (déversoir + 1 pertuis et le fonctionnement d'un pertuis) pour voir si le seuil de Reynolds est dépassé ou non, en prenant en considération les Reynolds minimaux.

Reprenons les formules exprimant le nombre de Reynolds :

$$a - \quad Re (\text{pertuis}) = \frac{V \cdot D_h}{\nu} = \frac{4 Q}{\nu \pi D}$$

: où  $\nu$  étant la viscosité cinématique.

:  $D_h$  le diamètre hydraulique.

:  $D$  le diamètre du pertuis  
Pour une conduite en charge  $D_h = D$

$$b - \quad Re (\text{dev.}) = \frac{V D_h}{\nu}$$

On sait que  $D_h = 4 R_h$  où  $R_h \approx H$ , ce qui fait

$$Re (\text{dev.}) = \frac{V \cdot 4H}{\nu}$$

Nous avons pris  $\nu = 1 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Appelons,  $f$  c'est le coefficient de frottement.

où  $f = f (Re, \xi / D)$

Si  $f$  est indépendant de  $Re$ , on est dans la zone de turbulence ou zone des ouvrages courts, tels que (déversoir, conduite, canal ...). Le nombre de Reynolds limite, qu'a partir duquel cette condition est réalisée, est appelé seuil de Reynolds.

Par suite d'une trop petite valeur de  $\lambda$ , les phénomènes de tension superficielle prennent une importance.

Une échelle trop petite réduit les dimensions des sections d'écoulement et peut transformer sur le modèle, la nature du régime.

Sur des modèles dont l'échelle est très petite, on ne peut pas conserver une précision suffisante dans les mesures.

Si donc l'écoulement dans le prototype et dans le modèle est, tel que ce seuil<sup>soit</sup> dépassé, on est sûr que, pour une même rugosité relative  $\epsilon/D$ ,  $f$  sera le même dans l'un ou l'autre, et l'essai sur modèle pourra être réalisé en adoptant la condition de similitude de REECH-FROUDE même si les nombres de Reynolds ne sont pas les mêmes dans le modèle et dans le prototype.

On admet dans les conditions moyennes courantes que le seuil de Reynolds est de l'ordre de 4000, mais en réalité nous savons qu'il ne peut s'agir que d'un ordre de grandeur en raison de l'existence de la zone de transition entre le régime laminaire et le régime de turbulence.

Enfin le seuil de Reynolds limite le choix de l'échelle des modèles. en particulier, il interdit l'utilisation d'échelle trop petites, c'est un exemple d'effet d'échelle nuisible.

Le tableau résumant les différentes valeurs de nombre de Reynolds est donné ci-suivant :

Tableau donnant les valeurs de nombre de Reynolds: pour deversoir.

$$V = 1.10^{-6} \text{ m}^2/b$$

H [mm] charge au-dessus du dév normal	$R = \frac{8/3 \sqrt{2g(H)}^{3/2}}{V}$
23,6	$4,28 \cdot 10^4$
34,3	$7,50 \cdot 10^4$
43,2	$1,06 \cdot 10^5$
50,6	$1,34 \cdot 10^5$
59,3	$1,70 \cdot 10^5$
68,6	$2,12 \cdot 10^5$
75,7	$2,46 \cdot 10^5$
82,8	$2,81 \cdot 10^5$
88,9	$3,13 \cdot 10^5$
94,8	$3,45 \cdot 10^5$
99,6	$3,71 \cdot 10^5$
103,7	$3,94 \cdot 10^5$

Tableau donnant les valeurs de Nombre de Reynolds pour un

Avec  $\nu = 1.10^{-6}$  et  $D = 55\text{mm}$ .

H [mm] charge pour les pertuis	Débits Q [l/s]	$Re = \frac{4Q}{\nu \pi D}$ $1.10^4$
54,5	3,08	7,13.10 <sup>4</sup>
65,7	3,67	8,49.10 <sup>4</sup>
73,9	4,06	9,39.10 <sup>4</sup>
84,8	4,50	1,04.10 <sup>5</sup>
101,6	5,15	1,19.10 <sup>5</sup>
126,8	5,94	1,37.10 <sup>5</sup>
151,7	6,64	1,54.10 <sup>5</sup>
179,5	7,36	1,70.10 <sup>5</sup>
209,5	8,07	1,87.10 <sup>5</sup>
236,5	8,84	2,05.10 <sup>5</sup>
280,4	9,58	2,22.10 <sup>5</sup>
302,1	10,02	2,32.10 <sup>5</sup>
324,1	10,46	2,42.10 <sup>5</sup>
365,1	11,20	2,59.10 <sup>5</sup>

Remarque:  $Re_{min.} = 7,13.10^4$

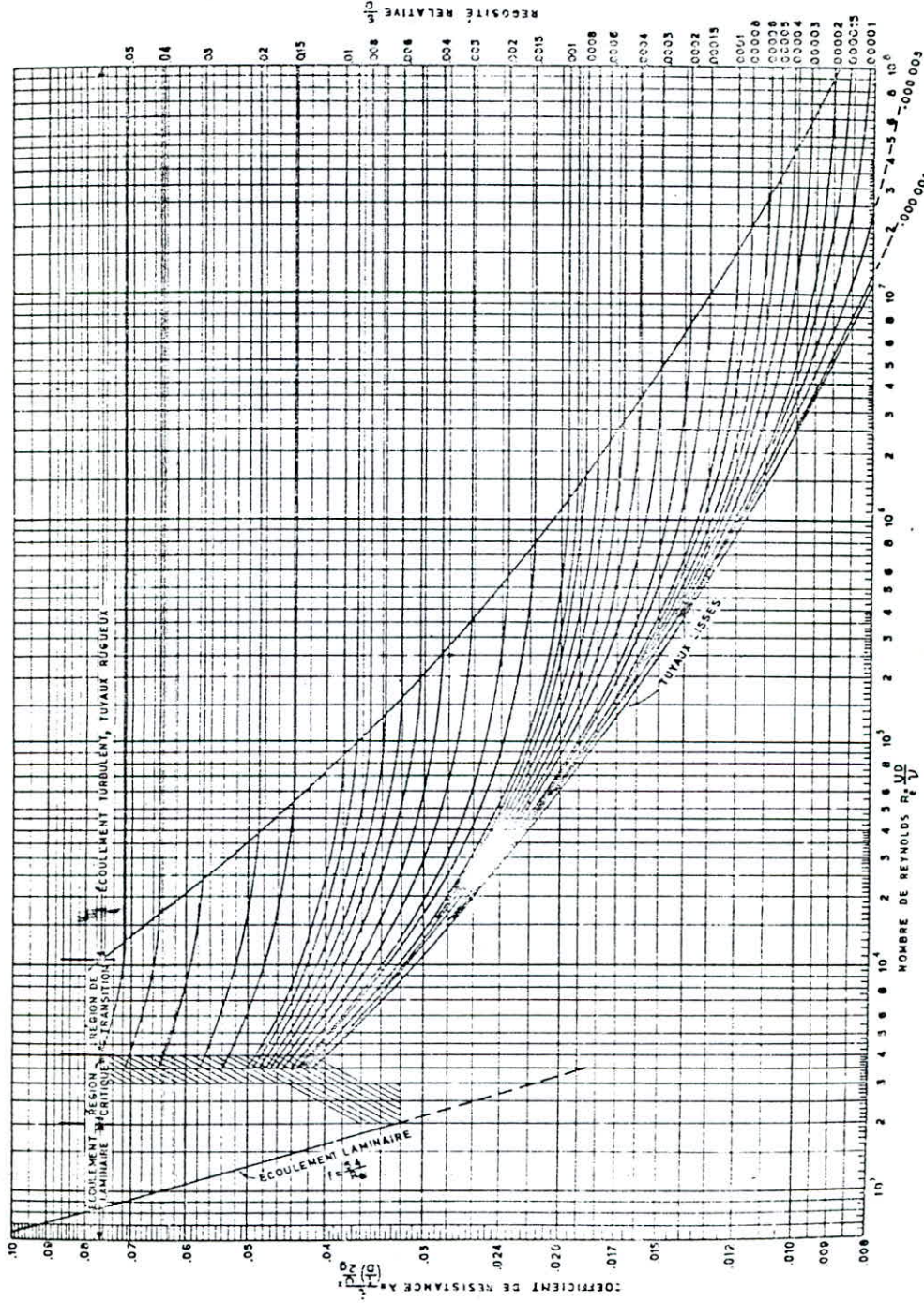
$\epsilon = 0,001$ , la rugosité relative sera :  $\epsilon/Dh$

$\epsilon/Dh = 0,001/55.10^{-3} = 0,018$  D'après le

diagramme de Moody, le régime de l'écoulement est turbulent rugueux, on est bien au-delà de la limite du seuil de Reynolds.

46 - Diagramme de Moody

Pour déterminer  $R_e$ , voir l'abaque 43 et 45; pour déterminer  $\frac{c}{D}$ , voir le table 41 et l'abaque 42.



Exercice:  $R_e = 10^5$ ,  $\frac{c}{D} = 0.00015$



Nombre de WEBER

Quand les phénomènes de surface interviennent dans la dynamique des fluides, on doit introduire la tension interfaciale (Tension superficielle)  $\sigma$  et on peut faire apparaître la combinaison caractéristique :

$$We = \frac{\rho v^2 l}{\sigma} \quad (\text{nombre de Weber})$$

où  $\sigma$  est la tension superficielle ; le nombre de Weber représente donc le rapport des forces d'inertie aux forces de capillarité (force de tension superficielle).

La force d'inertie  $F_i = \rho v^2 l^2$

La force de tension superficielle  $F_s = \sigma \cdot l$

$$We = \frac{F_i}{F_s} = \frac{\rho v^2 l^2}{\sigma l} = \frac{\rho v^2 l}{\sigma}$$

Similitude de WEBER

$$We_1 = We_2$$

$$\frac{\rho_2 \cdot v_2^2 \cdot L_2}{\sigma_2} = \frac{\rho_1 \cdot v_1^2 \cdot L_1}{\sigma_1} \Rightarrow \frac{\sigma_2}{\sigma_1} = \frac{\rho_2 \cdot v_2^2 \cdot L_2}{\rho_1 \cdot v_1^2 \cdot L_1}$$

$$\lambda \sigma = \lambda \rho \cdot \lambda v^2 \cdot \lambda = \lambda \rho \cdot \frac{\lambda^2}{\lambda^2} \cdot \lambda = \lambda \rho \cdot \lambda^3 \cdot \lambda^{-2}$$

On a déjà trouvé que  $\lambda t = \sqrt{\lambda}$

Comme  $\lambda \rho = 1$ , donc :

$$\boxed{\lambda \sigma = \lambda^2}$$

Interprétation de la somme des courbes  $Q = F(H)$  (voir page 76 et 77)

Dans l'intérêt d'acquies plus de connaissance sur les expériences faites, on essaie d'établir les sommes respectives des courbes  $Q = F(H)$  pour déversoir avec un pertuis. Dans ce cas, quand la charge est faible, le débit évacué à travers le pertuis est faible aussi, car on a commencé à mesurer  $H$  au dessous de la crête du déversoir, ce fait influe sur la somme du déversoir fonctionnant seul et un pertuis, tandis que le débit évacué par le déversoir et le pertuis fonctionnant simultanés est un peu élevé par rapport au cas où les deux dispositifs fonctionnent séparément, mais quand on continue à augmenter la charge, il y a de moment où les graphes  $Q = F(H)$  se confondent sensiblement.

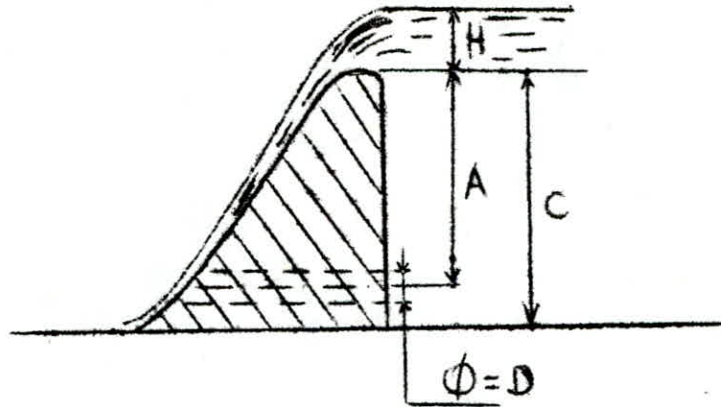
Pour le déversoir avec deux pertuis; dans ce cas, les phénomènes sont presque les mêmes que précédemment, mais tout simplement les débits évacués pour les deux dispositifs fonctionnant séparément sont beaucoup plus abondants que ceux du fonctionnement simultané. Ces faits s'expliquent par la gêne des jets sortant des pertuis due par la lame déversante qui les obstruent de son mieux, quand la charge est assez élevée.

Interprétation des courbes généralisées (voir page 78)

On sait que dans l'étude de projet d'un ouvrage hydraulique, on commence par préciser l'ordre de grandeur de ses dimensions en se basant sur celles des ouvrages analogues existants souvent dans le domaine hydraulique, pour avoir une idée sur les phénomènes réelles, on se réfère toujours sur les résultats expérimentaux à l'aide d'un modèle réduit.

Il est important d'avoir une bonne proportionnalité dans les rapports d'ordre de grandeurs des dimensions, afin de pouvoir transférer les résultats dans le cas réel.

Pour tracer ces cadres, il nous faut les dimensions du modèle.



soit A la distance du centre de puits jusqu'au seuil du déversoir, H la charge.

C la hauteur de pelle

D le diamètre de puits

D'après notre calcul, on a trouvé  $B = 25 \text{ cm}$  ;  $C = 26,30 \text{ cm}$  ;

$D = 5,5 \text{ cm}$  ;  $A = 22,55 \text{ cm}$

Les rapports :  $\frac{B}{D} = 4,55$

$$\frac{B}{A} = 1,11$$

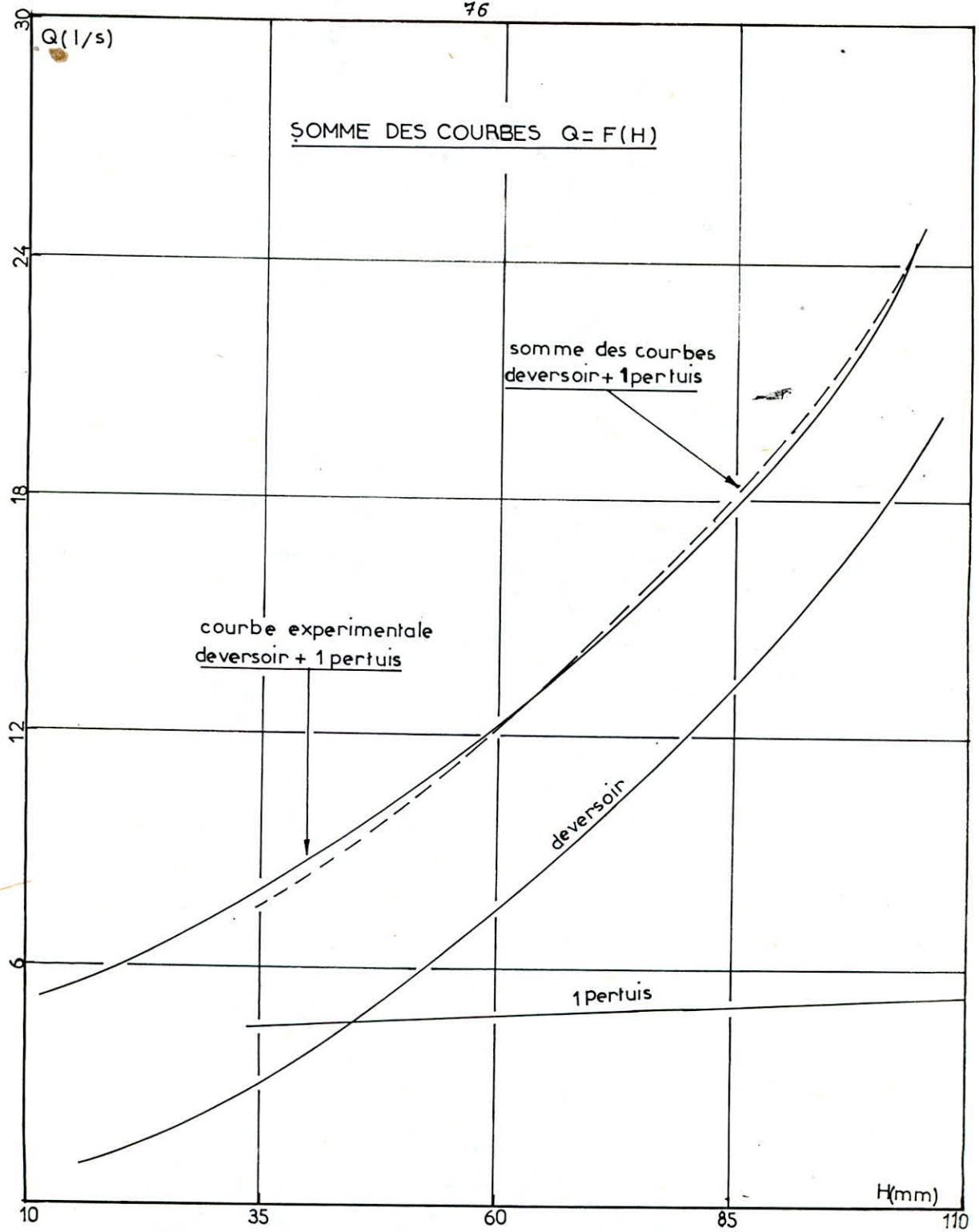
Nous avons tracé les courbes :  $\frac{Q}{B\sqrt{2g} A^{5/2}} = F(H/A)$

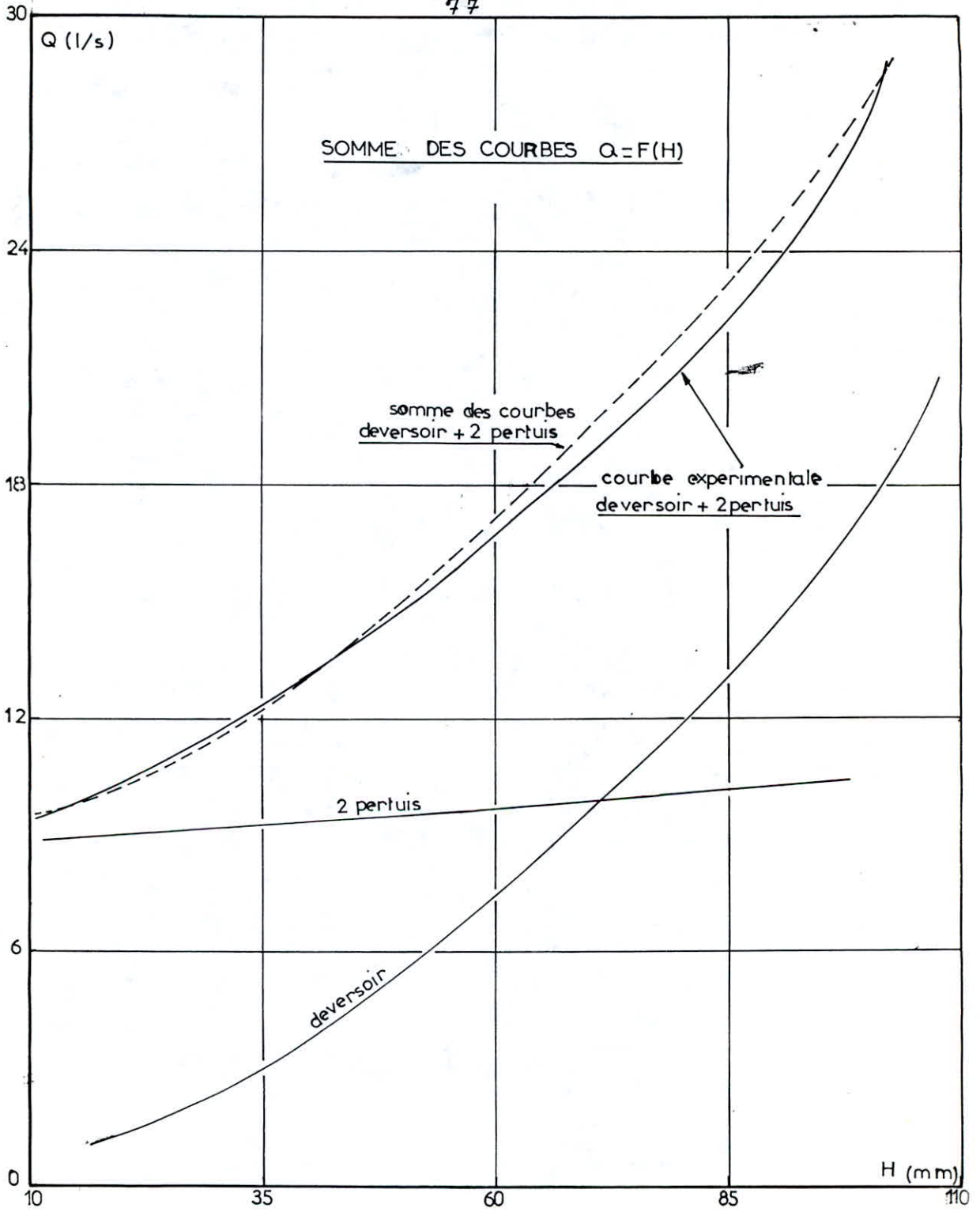
dans le cas des fonctionnements de :

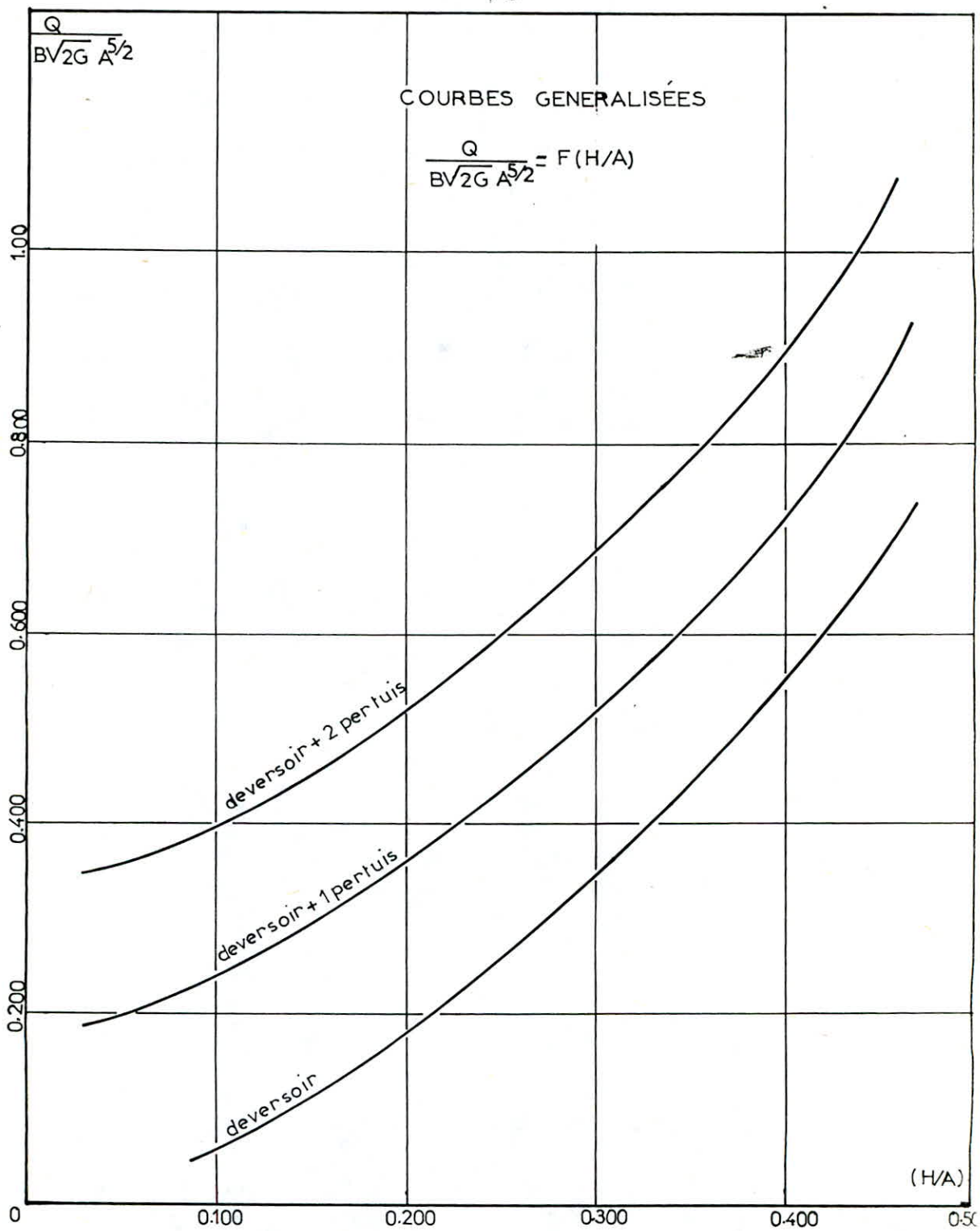
- Un déversoir
- Un déversoir + 1 puits
- Un déversoir + 2 puits

Intérêt pratique de ces courbes :

Ayant le rapport  $\frac{H}{A}$ , on fait la projection sur les courbes, et on tire la valeur du rapport  $\frac{Q}{B\sqrt{2g} A^{5/2}}$  et on obtient facilement le débit. Q







Le problème inverse sera possible, connaissant le débit, on tire la valeur de la charge H.

- CONCLUSION -

Notre premier objectif dans cette étude est de réaliser le modèle réduit parfaitement satisfaisant aux conditions exigées dans le but d'expériences. Mais vu l'indisponibilité des éléments de construction et la manque de moyens matériels de réalisation, on a même abouti à réaliser le modèle dans le norme voulu.

Au long de notre expérience, on a toujours essayé d'apporter plus de précisions sur la variation du débit (Q) en fonction du changement de la charge H à l'amont du dispositif. On a constaté d'après les mesures faites et les courbes  $Q = F(H)$ , que le débit croît quand la charge H augmente. Il est important de mettre en évidence, les comparaisons faites après avoir tracé les courbes résultantes des débits  $Q = F(H)$  quand le déversoir et les pertuis fonctionnent séparément avec les courbes  $Q = F(H)$  lorsqu'ils fonctionnent simultanément. Ceux-ci nous ont montré que les courbes résultantes sont décalées au dessus des courbes de fonctionnement simultanés, ce qui signifie que les croisements des écoulements créent une gêne dans l'écoulement.

Ainsi, on a consulté d'après les courbes de répartition de pressions sur le parement aval, qu'on n'avait constaté aucune dépression, ce qui nous permet de dire que notre profil est disons plus ou moins bien calculé et profilé par la

charge de fonctionnement prévue.

Dans l'intérêt d'avoir une certaine réflexion sur l'effet écosif de l'écoulement à l'aval de l'ouvrage, on a créé un ressaut. Nous constatons que au fur et à mesure qu'on augmente la charge à l'amont du déversoir, le ressaut est amené vers l'aval.

Dans l'intérêt d'avoir une certaine réflexion sur l'effet écosif de l'écoulement à l'aval de l'ouvrage, on a créé un ressaut. Nous constatons que au fur et à mesure qu'on augmente la charge à l'amont de déversoir, le ressaut est amené vers l'aval.

En se référant avec ce qu'on vient de dire, pour stabiliser la position de ressaut, il est bien conseillé de faire une étude et calcul précis sur le dimensionnement du bassin d'amortissement et les autres ouvrages de dissipation d'énergie,

Enfin les courbes  $F(H/A) = \frac{Q}{B \sqrt{2g} \cdot A^{3/2}}$

qu'on a tracé, permettent de nous donner des idées sur l'ordre de grandeur de dimensionnement d'un évacuateur de crue en fonction de la quantité de crues qu'on doit évacuer. Il importe aussi de ramener une certaine précision sur le dimensionnement des pertuis au fond, dans le cas qu'on les utilise comme dispositif d'évacuation et de vidange de fond. Comme on a déjà dit auparavant, qu'il faut bien insisté sur le nombre, dans le cas qu'il y a l'éventuelle avarie d'une des vanes, et les bions situés par rapport aux ou lées, puisqu'on peut avoir la diminution de la capacité d'écoulement.

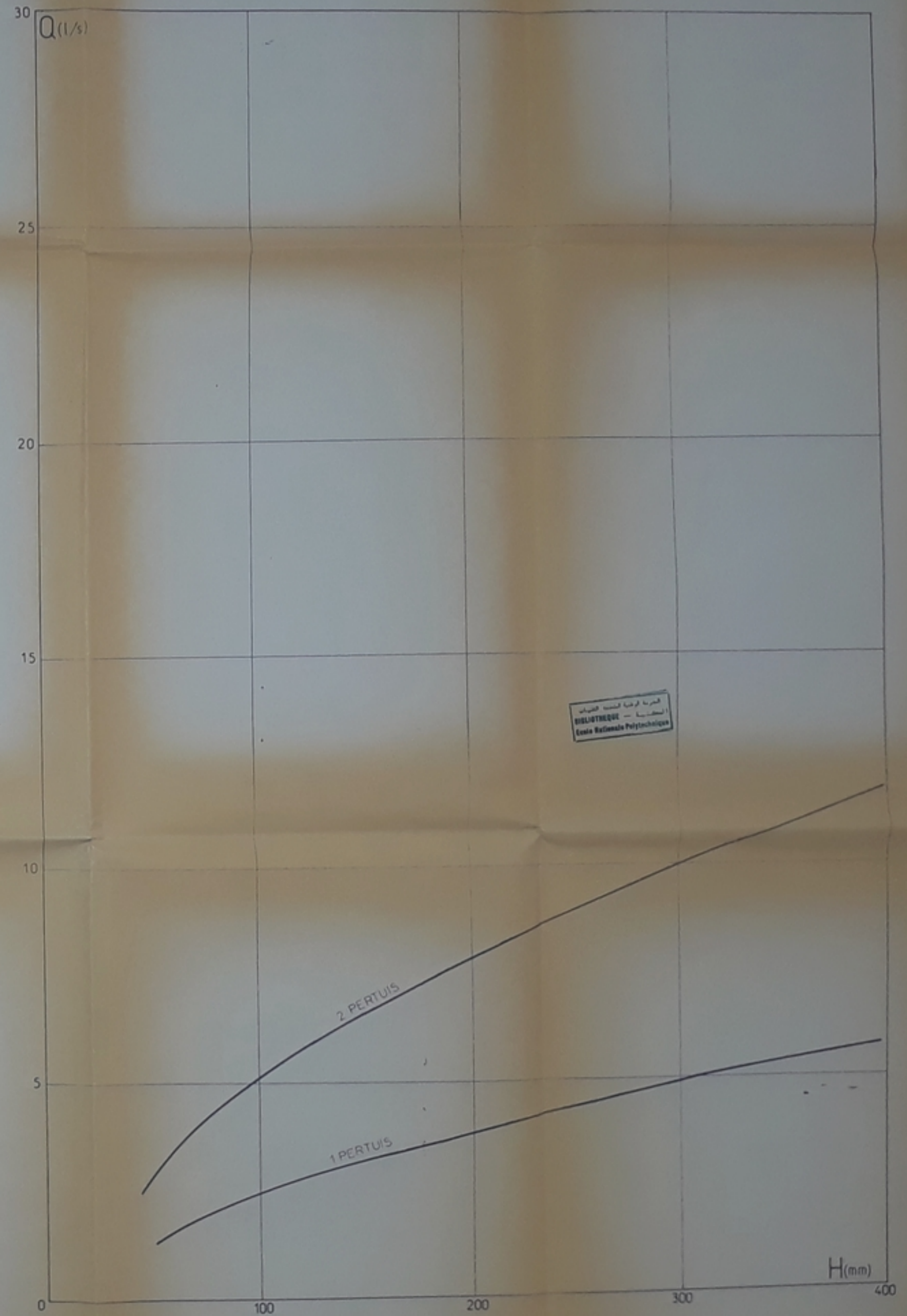
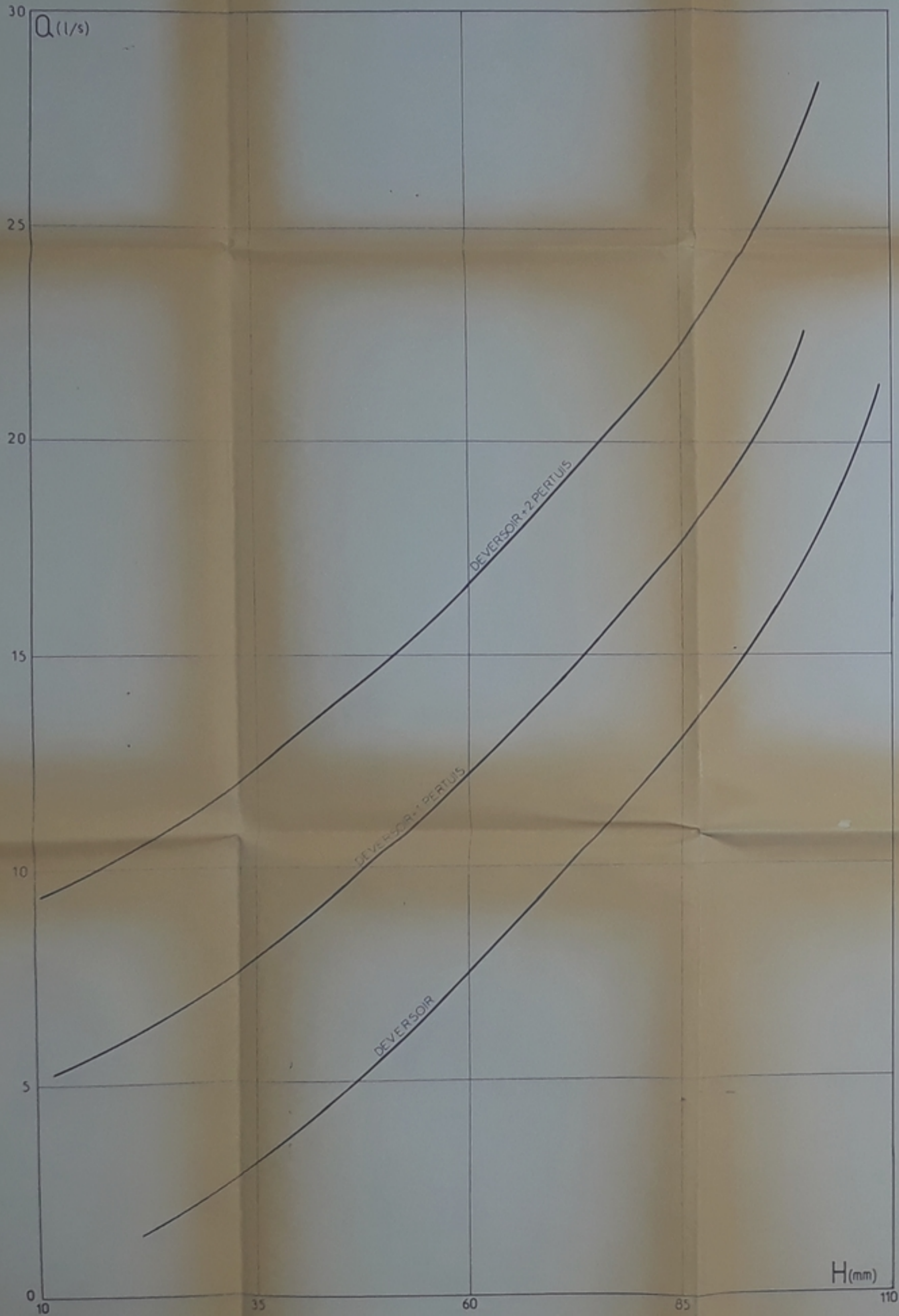


-oOo- B I O G R A P H I E -oOo-

- A . LENCASTRE :nManuel d'hydraulique général Edition  
Eyrolle Année 1979.
- A . LENCASTRE : Houille blanche N° I/1985 Etat des con-  
naissances sur le dimensionnement des  
évacuateurs de crue des barrages.
- A . CAUVIN et H ; GEURREE : Eléments d'hydrauliques  
Edition Eyrolles 1973.
- R . COMOLET :Mécaniques de fluides, Edition Masson  
Année 1979.
- L .ESCANDE et SANANES J, CLARIA:Houille blanche 1959  
Etude de l'influence du niveau aval sur  
les conditions d'écoulement au-dessus  
d'un seuil déversant Type Creager.
- M. CARLIER : Hydraulique Général et Appliquée Edition  
Eyrolles Paris 1972.
- BOUVARD : Barrages mobiles et ouvrages de dérivation  
Edition : Eyrolles
- M . HUG / Mécanique des fluides appliqués Edition  
Eyrolles 1975.

COURBES DU DEBIT (Q) EN FONCTION DE LA CHARGE (H)

$Q = F(H)$



المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

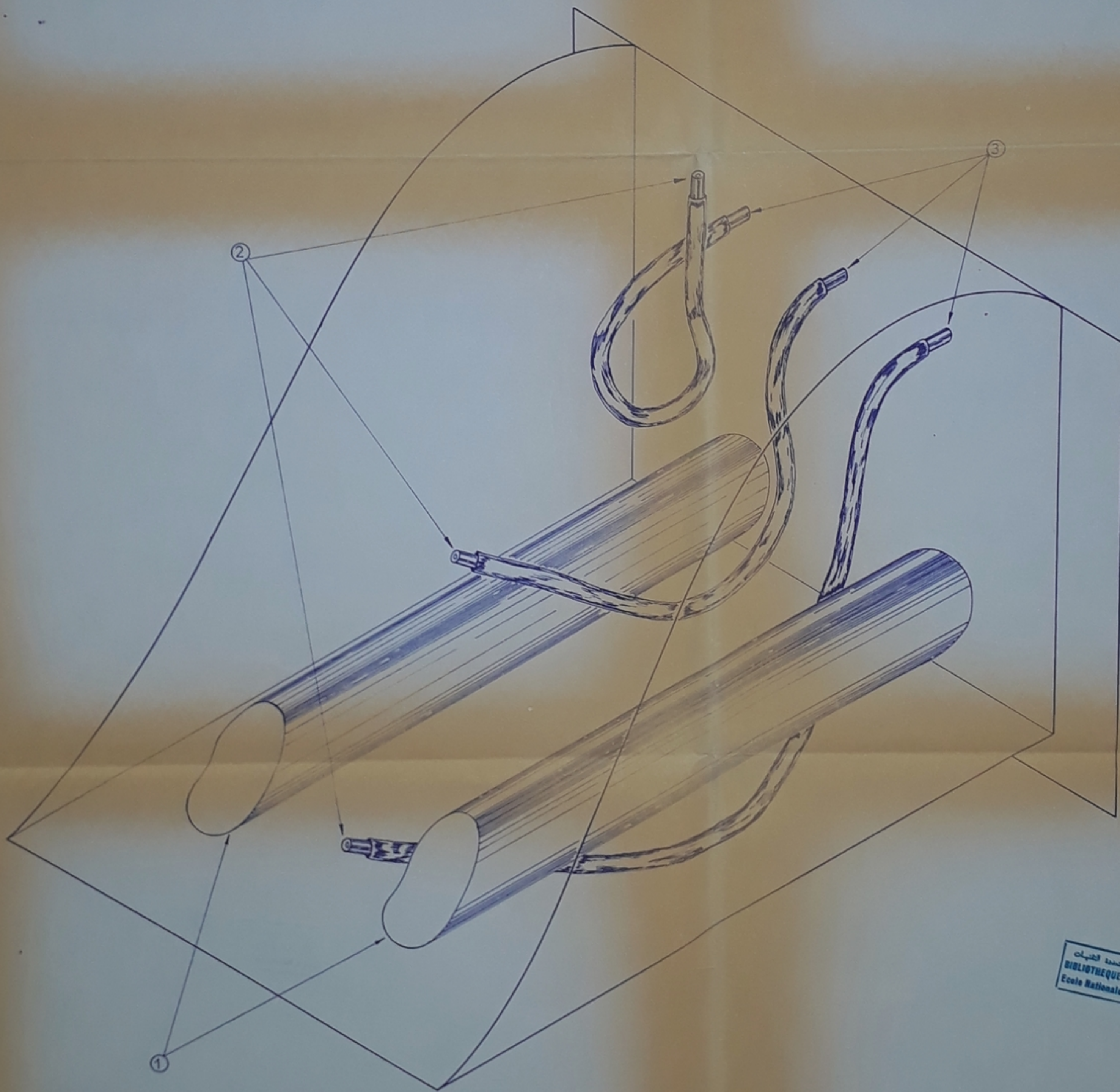
المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

SCHEMA EN PERSPECTIVE D'UN MODELE REDUIT  
DU DEVERSOIR A PROFIL NORMAL AVEC 2 PERTUIS AU FOND

VUE EN PERSPECTIVE

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



- ① PERTUIS
- ② PRISES DE PRESSIONS
- ③ RACCORDEMENTS VERS LES PIEZOMETRES

المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

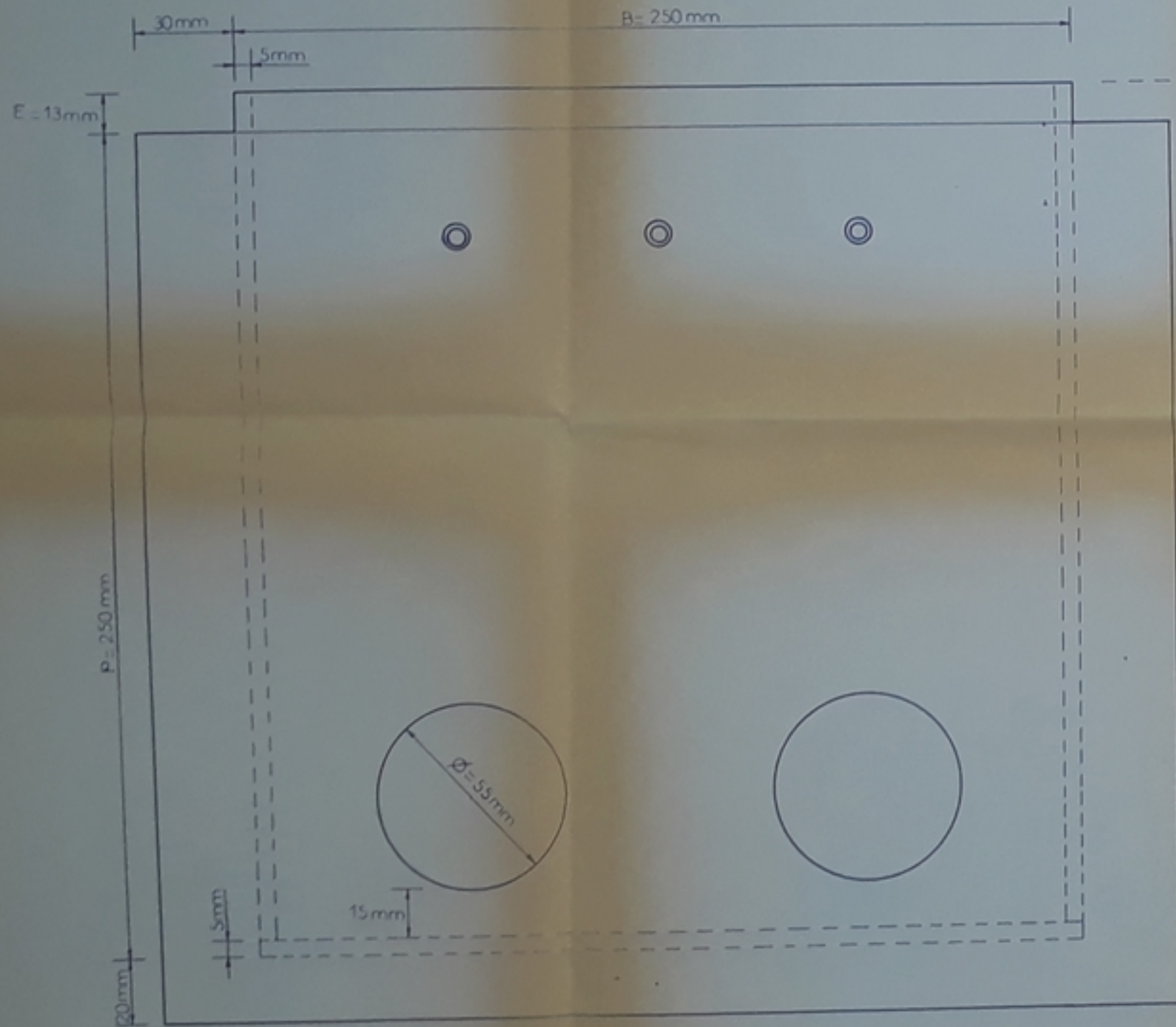
PH 04886  
-2-

# SCHEMA DU MODELE REDUIT EN PLEXIGLAS

D'UN DEVERSOIR A PROFIL NORMAL AVEC 2 PERTUIS AU FOND

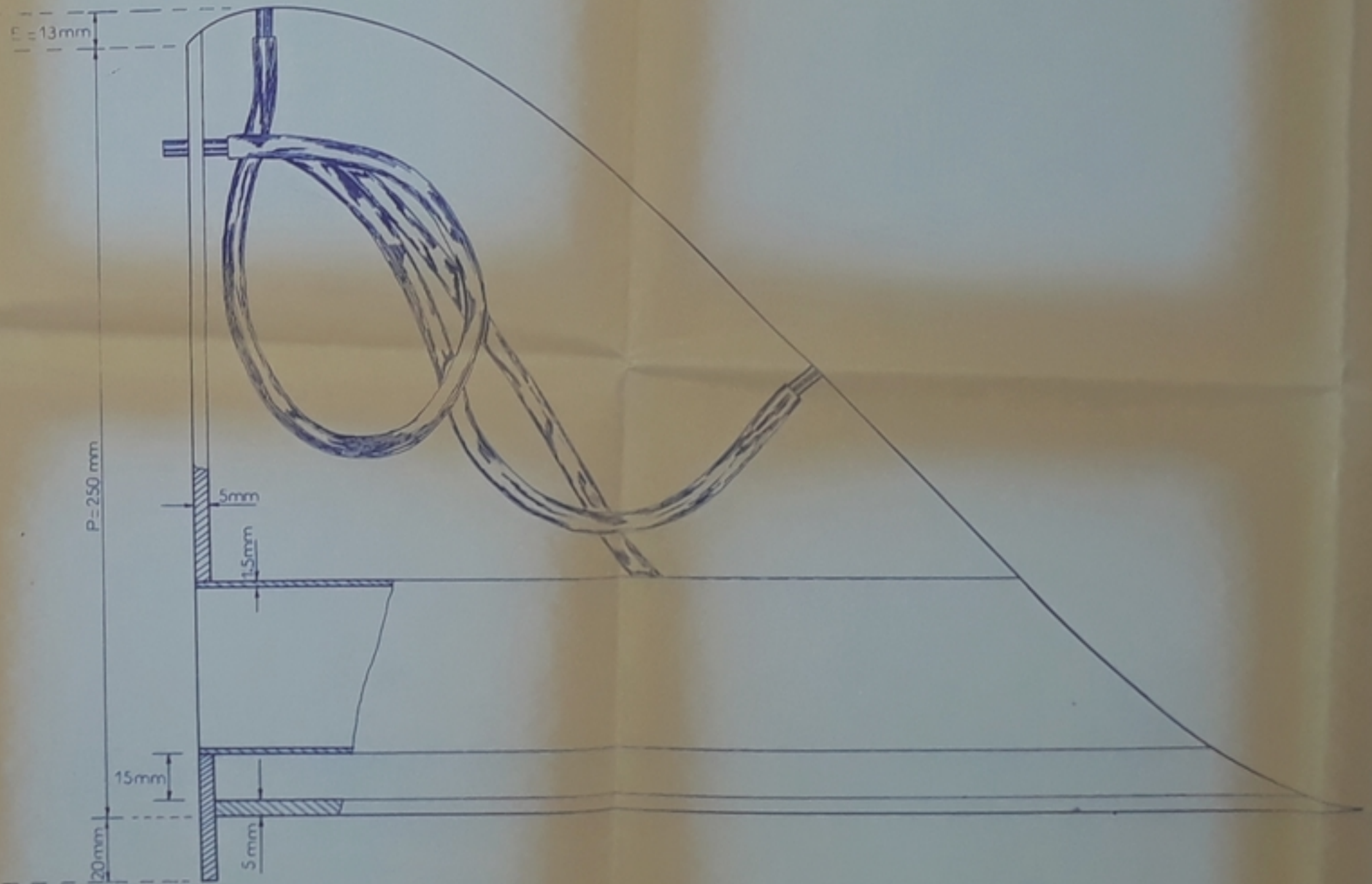
VUE DE FACE  
(VUE A L'AMONT)

المركز الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



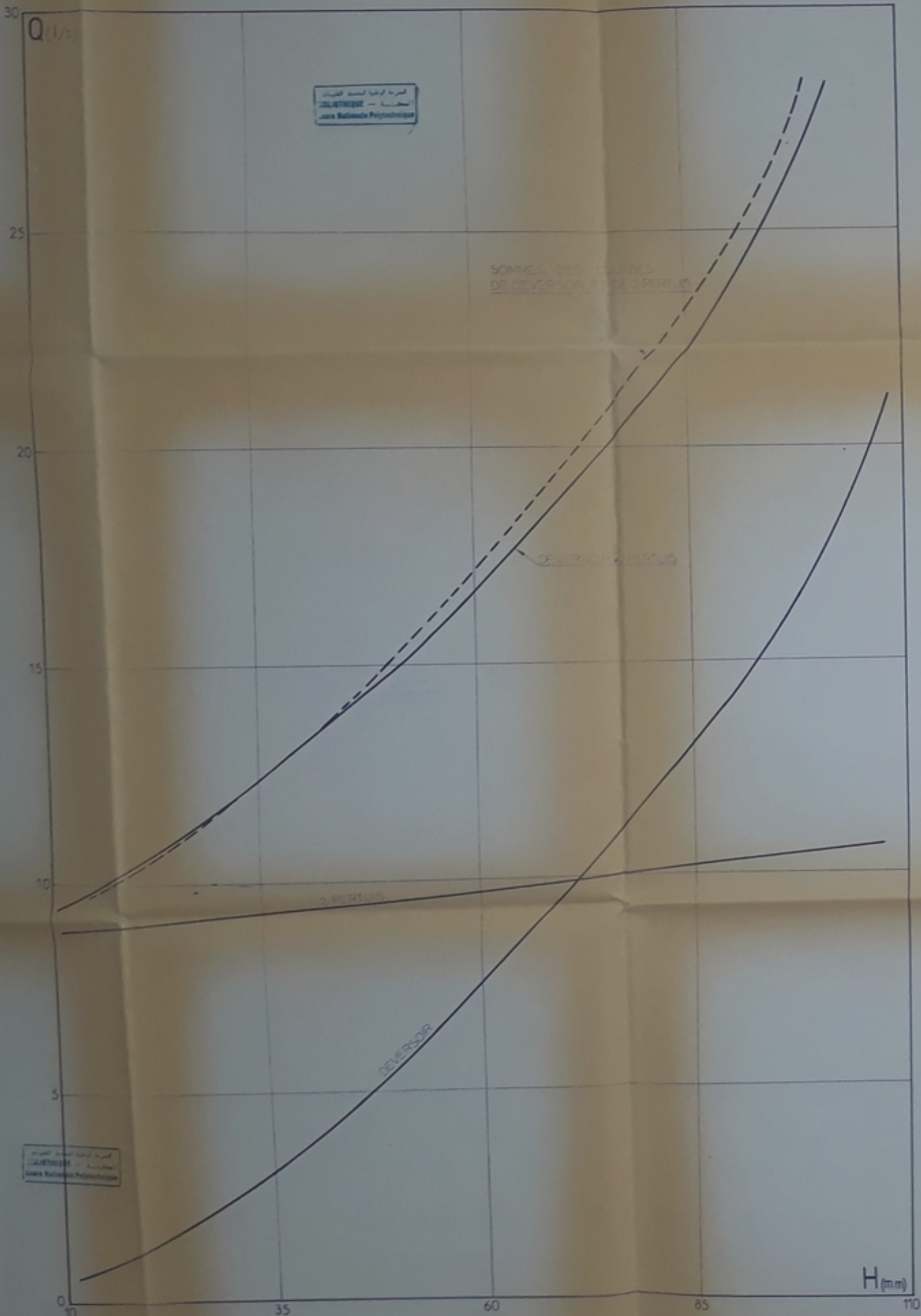
VUE DE DROITE  
(VUE DE PROFIL)

المركز الوطنية للتكنولوجيا  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



SOMMES DES COURBES  $Q=F(H)$

DEVERSOIR ET 2 PERTUIS



DEVERSOIR ET 1 PERTUIS

