

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

19/88

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المكتبة - المكتبة  
BIBLIOTHEQUE - المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT: HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Calcul d'un maillon

d'aménagement hydraulique

4 PLANCHES

Proposé par :

M<sup>r</sup> TAGUIEZADE

Etudié par :

M<sup>elle</sup> DJELDJELI N.

Dirigé par :

M<sup>elle</sup> BENAMAR

M<sup>r</sup> TAGUIEZADE

PROMOTION Juin 1988

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المكتبة  
BIBLIOTHEQUE  
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT: HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Calcul d'un maillon  
d'aménagement hydraulique

Proposé par :

M<sup>r</sup> TAGUIEZADE

Etudié par :

M<sup>elle</sup> DJELDJELI N.

Dirigé par :

M<sup>elle</sup> BENAMAR

M<sup>r</sup> TAGUIEZADE

PROMOTION Juin 1988



=====

R E M E R C I E M E N T S

=====

Je remercie mes promoteurs M<sup>r</sup> TAGUIEZADE et M<sup>elle</sup>  
BENAMAR ainsi que M<sup>rs</sup> MOULOUDI et EPALURY.  
Que tous les professeurs qui ont contribué  
à ma formation veuillent trouver ici l'expression  
de ma profonde gratitude.

=====

D E D I C A C E S

=====

A .....

Mon mari,

mes parents,

mes camarades,

et amies.

S O M M A I R E

=====

|   |    |
|---|----|
| INTRODUCTION                                |    |
| I - ETUDE HYDROLOGIQUE .....                | 1  |
| Introduction                                | 1  |
| Caracteristiques du bassin versant          | 1  |
| Climat et precipitation                     | 2  |
| Evaluation des apports liquides             | 5  |
| Evaporation                                 | 7  |
| Infiltration                                | 8  |
| Transport solide                            | 8  |
| Caracteristiques volumetrique de la retenue | 12 |
| Laminage de crues.                          | 22 |
| II - GEOLOGIE .....                         | 27 |
| III - CONCEPTION DU BARRAGE .....           | 29 |
| Dimensionnement de la digue                 | 29 |
| Revanche                                    | 29 |
| Hauteur du barrage                          | 31 |
| Largeur de la crête du barrage              | 31 |
| Pente des talus                             | 32 |
| Protection des talus                        | 33 |
| IV - OUVRAGES ANNEXES .....                 | 36 |
| Prise d'eau                                 | 36 |
| Evacuateur de crue                          | 39 |
| V - DIMENSIONNEMENT DES CANAUX.....         | 39 |

|   |    |
|---|----|
| Generalités                                   |    |
| Canal principal                               |    |
| Calcul du canal d'amenée                      | 56 |
| Canal de fuite                                | 62 |
| VI - REGULATEURS .....                        | 64 |
| Introduction                                  | 64 |
| Organes composant le regulateur               | 64 |
| Determination de la largeur du regulateur     | 65 |
| VII - PARTITEURS .....                        | 69 |
| Dimensionnement du partiteur                  | 69 |
| VIII - LES CHUTES .....                       | 72 |
| Introduction                                  | 72 |
| Calcul de la largeur des chutes               | 72 |
| Calcul de la hauteur de chutes intermediaires | 73 |
| ANNEXES .....                                 | 75 |
| CONCLUSION .....                              | 80 |
| BIBLIOGRAPHIE.                                |    |

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

=====

L'essor démographique et l'amélioration de la qualité de la vie exigent de nos jours des besoins en eau de plus en plus importants. En effet en des temps reculés où les réseaux d'alimentation en eau potable étaient inexistantes, les besoins en eau étaient très réduits de part le transport de celle-ci qui constituait une contrainte non négligeable, entraînant par voie de conséquence une consommation plus faible.

A titre d'exemple il n'y'a qu'à comparer la quantité d'eau consommée par une personne pour se laver le visage le jour d'une interruption de l'AEP: coupure d'eau, (1 litre tout au plus ) et un jour normal de distribution où le robinet coule à flot pour la même opération sans soucis de préservation du précieux liquide.

Un problème d'éducation et d'information est par ailleurs à la base de ce dernier phénomène.

La société actuelle exige donc d'avantage d'eau, soit pour l'AEP, soit pour les besoins de l'agriculture, soit pour les besoins de l'industrie, soit pour des besoins divers (hygiène, loisirs, sports, etc...).

Ainsi plusieurs procédés ont été mis en œuvre pour la satisfaction de tous ces besoins, notamment:

- Le captage de sources.
- Le creusement de puits
- La réalisation de forages de faible, moyenne ou grande profondeurs



- La réalisation d'ouvrages hydrauliques importants: retenue collinaire, barrage en terre, barrage en béton.

Nous avons pour notre part choisi de servir l'agriculture en optant pour l'étude d'un maillon d'aménagement hydraulique destiné à l'irrigation.

Notre travail consiste donc en l'étude de dimensionnement d'un barrage en terre et le calcul de l'ensemble du maillon, notamment: l'ensemble des canaux et les ouvrages nécessaires à sa bonne gestion, à savoir: les régulateurs et les partiteurs.

C H A P I T R E I

E T U D E H Y D R O L O G I Q U E

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

L'etude hydrologique qui suit a pour but d'étudier le bassin versant de SETIF afin de determiner le debit qui sera évacué dans les canaux.

L'etude hydrologique nous permet de determiner les caracteristiques du bassin, sa superficie, l'accumulation du debit solide et les caracteristiques des crues qui peuvent provoquer de grands dommages à l'ouvrage.

1 - Caracteristiques du bassin versant.

1-1 Superficie du bassin versant.

La superficie du bassin versant est évaluée par planimétrage sur une carte topographique d'échelle 1/5000. Elle vaut:  $S = 21,5 \text{ Km}^2$ .

1-2 Hypsometrie du bassin.

Le relief est un facteur essentiel, il detrmine l'aptitude au ruissellement des terrains, l'infiltration et l'évaporation. C'est un élément capital dans le comportement hydrologique du bassin.

L'hypsometrie consiste à determiner l'altitude moyenne du bassin, les aires partielles entre les differentes courbes de niveau et le rapport de ces aires à l'aire totale. ( voir tableau N°1 ).

L'altitude moyenne est donnée par la formule suivante:

$$H_o = \int \frac{h \cdot ds}{S} = \sum h_i \cdot S_i / S \quad ( 1 )$$

$h_i$  = Altitude moyenne entre deux courbes de niveau exprimée en m.

( voir tableau N°1 ).

T A B L E A U N°1  
Hypsometrie du bassin

| Côte $Z_1$<br>( m ) | $S_1$<br>( $Km^2$ ) | $S_1/S$<br>( % ) | $S_1/S$ cumulé<br>( % ) | $h_1 S_1$<br>( $Km^3$ ) |
|---------------------|---------------------|------------------|-------------------------|-------------------------|
| 1280-1307           | 0,0647              | 0,0030           | 0,0030                  | 83,6895                 |
| 1240-1280           | 0,3902              | 0,0181           | 0,0211                  | 481,6520                |
| 1200-1240           | 0,4620              | 0,0125           | 0,0426                  | 563,6400                |
| 1160-1200           | 0,6931              | 0,0322           | 0,0748                  | 817,8580                |
| 1120-1160           | 2,2845              | 0,1063           | 0,1811                  | 2604,3300               |
| 1080-1120           | 4,6685              | 0,2171           | 0,3982                  | 5135,3500               |
| 1040-1080           | 6,0570              | 0,2818           | 0,6800                  | 6421,2680               |
| 1000-1040           | 5,5701              | 0,2591           | 0,9391                  | 5681,5020               |
| 975-1000            | 1,3091              | 0,0609           | 1,0000                  | 1292,7300               |
| <b>Total</b>        | <b>21,50</b>        | <b>100</b>       |                         | <b>23092,0250</b>       |

$S_i$  = Superficie d'un sous bassin exprimée en  $Km^2$ .

$S$  = Superficie totale exprimée en  $Km^2$ . Elle vaut dans notre cas :

$S = 21,5 Km^2$ .

### 1-3 Temps de concentration.

On appelle temps de concentration "Tc" d'un bassin la durée nécessaire pour que la quantité de pluie deversée sur le point hydrologiquement le plus éloigné de l'exutoire atteigne ce dernier.

Pour le déterminer on utilise la formule de GIANDOTTI.

$$T_c = \frac{4 \sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 \sqrt{\Delta H}} \quad ( 2 )$$

Où,

Tc = Temps de concentration en ( heure ).

S = Superficie du bassin en (  $Km^2$  ).

H = Difference des hauteurs moyenne et minimale du bassin ( voir tableau N°2 ).

### 2 - Climat et precipitation.

Le climat de la region de SETIF est caracterisé par un été sec et un hiver relativement humide.

#### 2-1 Pluies moyennes annuelles.

D'après la carte de CHAUMONT la pluie moyenne annuelle à SETIF varie entre 400 mm et 500 mm, soit une moyenne de 450 mm.

Avec la moyenne de 450 mm relevée sur la carte de CHAUMONT et celle de deux postes hydrometriques la moyenne representative devient:

$$P_0 = 443 \text{ mm.}$$

#### 2-2 Pluies moyennes mensuelles.

La pluviometrie du bassin est representée comme suit:

T A B L E A U N° 2

Caracteristiques du bassin versant.

| Designations              | Symbole | Unité           | Valeur |
|---------------------------|---------|-----------------|--------|
| Superficie                | S       | Km <sup>2</sup> | 21,5   |
| Altitude                  | Hmin    | m               | 975    |
|                           | Hmoy    | m               | 1074   |
|                           | Hmax    | m               | 1307   |
| Longueur<br>du<br>Talweg  | L       | Km              | 6,3    |
| Temps de<br>Concentration | Tc      | heures          | 3,52   |

| Mois | S    | O    | N     | D     | J     | F    | M     | A    | M    | J    | J    | A    | An  |
|------|------|------|-------|-------|-------|------|-------|------|------|------|------|------|-----|
| I    | 31   | 35   | 48    | 50    | 48    | 42   | 46    | 49   | 38   | 25   | 25   | 8    | 443 |
| II   | 7,00 | 7,90 | 10,84 | 13,00 | 10,84 | 9,48 | 11,04 | 5,58 | 5,64 | 1,81 | 3,39 | 3,39 | 100 |

I = Precipitation en ( mm ).

II = Pourcentage des precipitations.

Les mois de juin, juillet, aout, septembre et octobre constituent la saison estivale.

Les precipitations dans la periode de novembre à avril representent environ 66% de la pluie moyenne annuelle.

### 2-3 Pluies maximales journalières.

Les caracteristiques de la pluviometrie du bassin versant de SETIF sont representés par le tableau N° 3.

===== T A B L E A U N° 3 =====

| $P_o$ = Pluviometrie moyenne ( mm ) | $P_{j,max}$ (mm) | Coefficient de variation $C_v$ | b Exposit climatique |
|-------------------------------------|------------------|--------------------------------|----------------------|
| 443                                 | 37,10            | 0,335                          | 0,370                |

Les pluies maximales journalières  $P_{j,max}$  et l'exposant climatique (b) ont été déterminés à l'aide de l'abaque de BODY.

La determination des pluies journalières maximales de frequences données se fait par un ajustement à une loi statistique.

L'ajustement consiste à trouver une loi statistique qui repond le mieux possible à l'echantillon experimental.

Pour les pluies maximales journalières, plusieurs lois peuvent être adoptées, notamment la loi de GUNBEL qui est la plus usitée en Algerie.

Les precipitations journalières des differentes frequences ont été calculées avec la relation:

$$P_j = \frac{\overline{P_{j\max}}}{\sqrt{C_v + 1}} e^{t \sqrt{\ln(C_v^2 + 1)}} \quad (3)$$

Avec  $\overline{P_{j\max}} = 37,10$  mm et  $C_v = 0,335$  on obtient alors,

$$P_j = 35,18 \cdot e^{0,325t}$$

Où,  $P_j$  = Pluie journalière maximale de frequence voulue en metre.

t = Variable de GAUSS.

Les resultats sont recapitulés dans le tableau N°4.

T A B L E A U N°4  
=====

| Precipitations journalières frequencielles |   | 0,1   | 1     | 2     | 4     | 5     | 10    | 20    |
|--|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Frequences<br>(%)                          | Probabilité (Pr)<br>de non<br>depassement | 0,1   | 1     | 2     | 4     | 5     | 10    | 20    |
|  | (Pr) de depas-<br>sement (1-Pr)           | 99,9  | 99    | 98    | 96    | 95    | 90    | 80    |
| Periode de retour ( ans )<br>T = 1/(1-Pr)  |   | 1000  | 100   | 50    | 25    | 20    | 10    | 5     |
| $P_j$ ( mm )                               |   | 96,65 | 75,14 | 69,72 | 62,26 | 60,14 | 53,43 | 46,29 |

Periode de retour.

La periode de retour est le temps moyen que les riverains passeront sans avoir les pieds dans l'eau, ou sans que les cultures soient submergées.

2-4 Pluies de courte durée.

La repartition statistique des precipitations temporelles a été calculée suivant la formule suivante:

T A B L E A U N°5

Pluies de courtes durée

| t ( heures ) |     |        | 0,50    | 1,00  | 1,92  | 2,00  | 2,50  | 3,00  | 3,50  | 4,00  |
|--------------|-----|--------|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Periode      | 5   | 0,20   | P 11,05 | 14,20 | 16,60 | 18,46 | 20,05 | 21,45 | 22,71 | 23,86 |
|              |     |        | I 22,10 | 14,29 | 8,30  | 9,23  | 8,02  | 7,15  | 6,40  | 5,97  |
| de           | 10  | 0,10   | P 12,77 | 16,50 | 19,17 | 21,33 | 23,16 | 24,78 | 26,23 | 27,56 |
|              |     |        | I 25,54 | 16,50 | 9,50  | 10,67 | 9,26  | 8,26  | 7,49  | 6,89  |
| retour       | 25  | 0,04   | P 14,87 | 19,22 | 22,33 | 24,84 | 26,98 | 28,86 | 30,56 | 32,11 |
|              |     | (1-Pr) | I 29,74 | 19,22 | 22,33 | 24,84 | 26,98 | 28,86 | 30,52 | 32,11 |
| ans          | 50  | 0,02   | P 16,48 | 21,23 | 11,17 | 27,43 | 29,79 | 9,62  | 8,79  | 30,03 |
|              |     |        | I 32,84 | 21,23 | 24,66 | 13,72 | 11,92 | 31,87 | 33,74 | 8,86  |
|              | 100 | 0,01   | P 17,04 | 21,19 | 12,33 | 29,96 | 11,92 | 19,62 | 9,64  | 38,72 |
|              |     |        | I 35,80 | 21,19 | 13,47 | 14,98 | 13,02 | 11,60 | 10,53 | 9,68  |



$$P_t = P_{j,max} ( t/24 )^b \quad ( 4 )$$

Où,

b = Exposant climatique de valeur 0,37.

t = Temps considéré en ( heures ).

P<sub>j,max</sub> = Pluie maximale journalière correspondant à une fréquence de probabilité Pr en (mm).

P<sub>t</sub> = Pluie de courte durée (t) de même fréquence en ( mm ).

### 3 - Evaluation des apports liquides.

#### 3-1 Apport moyen annuel.

L'apport moyen annuel est une notion fondamentale en hydrologie, c'est le volume d'eau écoulé en une année sur un bassin versant.

Nous avons appliqué des formules empiriques afin de déterminer ces apports.

##### a) Formule de CHAUMONT.

$$Y_0 = 600 \cdot P_0 ( 1 - 10^{X_0} ) \quad ( 5 )$$

$$X_0 = -0,36 \cdot P_0^2$$

Où, P<sub>0</sub> = Pluie moyenne annuelle ( mm ).

Y<sub>0</sub> = Apport moyen annuel ( mm ).

D'où, X<sub>0</sub> = -0,36(0,443)<sup>2</sup> = 0,0706.

$$Y_0 = 600(0,443)(1 - 10^{-0,0706}).$$

$$= 39,80 \text{ mm.}$$

##### b) Formule de COUTAGNE (I).

Cette formule donne le deficit hydraulique.

$$D = P_0 - a \cdot P_0^2.$$

qui est valable dans l'intervalle de :

$$\frac{1}{(k \cdot a)} < P_0 < \frac{1}{(k \cdot a)}$$

$$0,001$$

$$a = \frac{\text{-----}}{0,8 + 0,14 \cdot T_0}$$

$T_0$  = Temperature moyenne annuelle en ( °C ) = 15°C.

$P_0$  = Pluie moyenne annuelle ( mm ) = 443 mm.

D = Deficit d'écoulement.

$Y_0 = a.P_0^2$  = Apport moyen annuel ( mm ).

a = 0,0003.

Donc nous verifions si  $1/8a < P_0 < 1/2a$   
 $362,50 < 0,0003 < 1666,67$

L'hypothèse est ainsi vérifiée.

$$Y_0 = 58,87 \text{ mm.}$$

c) Formule de COUTAGNE (II).

$$Y_0 = 1,024(P_0 - 0,26)^2. \quad (7)$$

Où,

$P_0$  = Pluie moyenne annuelle ( mm ).

$Y_0$  = Apport moyen annuel ( mm ).

qui donne  $Y_0 = 34,3 \text{ mm.}$

d) Formule de DERY.

$$Y_0 = 0,915.P_0^{2,694}.S^{-0,158} \quad (8)$$

S = Superficie du bassin versant ( Km<sup>2</sup> ).

$$Y_0 = 63,40 \text{ mm.}$$

e) Formule de MEDINGER.

$$Y_0 = 0,75(P_0 - 400). \quad (9)$$

f) Formule de SAMI.

$$Y_0 = P_0^2(293 - 2,2\sqrt{S}). \quad (10)$$

g) Formule de TURC.

$$Y_0 = P_0 - \frac{P_0}{0,9 + P_0^2/L^2} \quad (11)$$

$$L = 300 + 25.T + 0,05.T^2$$

L = Variable thermique.

T = Temperature moyenne annuelle ( °C )

===== T A B L E A U N°6 =====

Recapitulation des resultats.

| Formules          | Module<br>$Y_0$ (mm) | Apport<br>moyen $A_0 \cdot 10^6$<br>( $m^3$ ) | Debit<br>unitaire $M_0$<br>( $l/s/Km^2$ ) | Debit<br>moyen $Q_0$<br>( $m^3/s$ ) |
|-------------------|----------------------|---|---|-------------------------------------|
| COUTAGNE (I)      | 58,87                | 1,266   | 1,867                                     | 0,040                               |
| COUTAGNE (II)     | 34,30                | 0,738   | 1,089                                     | 0,23                                |
| DERY              | 63,40                | 1,363   | 2,010                                     | 0,043                               |
| MEDINGER          | 32,25                | 0,693   | 1,022                                     | 0,022                               |
| SAMI              | 55,50                | 1,193   | 1,760                                     | 0,038                               |
| TURC              | 56,94                | 1,224   | 1,885                                     | 0,039                               |
| CHAUMONT          | 39,88                | 0,857   | 1,264                                     | 0,027                               |
| Moyenne empirique | 48,73                | 1,048   | 1,546                                     | 0,033                               |

Les apports mensuels moyens peuvent être pris en compte en considerant la distribution des pourcentages mensuels de la pluviometrie.

4 - Evaporation.

Pour les valeurs d'evaporation de l'eau de surface, les observations dans le poste de SETIF ont été prises en compte. Ce poste caracterise le mieux possible cette region et particulièrement le site de la retenue. Ces valeurs ont été representées dans le tableau N°7.

- 0 -

T A B L E A U N°7

| Mois | Evaporation moyenne |
|------|---------------------|
| S    | 14,89               |
| O    | 93,99               |
| N    | 61,32               |
| D    | 36,81               |
| J    | 20,86               |
| F    | 36,27               |

| Mois | Evaporation moyenne |
|------|---------------------|
| M    | 83,66               |
| A    | 97,15               |
| M    | 140,64              |
| J    | 210,40              |
| J    | 284,49              |
| A    | 284,49              |

5 - Infiltration.

Les valeurs de l'infiltration ainsi que le taux d'infiltration sont représentés par le tableau N°8

T A B L E A U N°8

| Mois         | J    | F    | M    | A    | M    | J    | J    | A    | S    | O    | N    | D    |
|--------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| Pluie        | 48   | 42   | 46   | 49   | 38   | 25   | 8    | 15   | 31   | 35   | 48   | 42   |
| %            | 30   | 35   | 40   | 45   | 50   | 55   | 100  | 175  | 90   | 60   | 45   | 35   |
| Infiltration | 14,4 | 14,7 | 18,4 | 12,1 | 19,0 | 13,8 | 8,00 | 26,3 | 27,9 | 21,0 | 21,6 | 21,9 |

6 - Transport solide.

L'estimation des apports solides a été faite sur la base de formules empiriques, notamment la formule de TIXERON qui précise le taux d'abrasion.

$$T_a = R \cdot Y_o^{0,15}$$

Où,  $T_o$  = Taux d'abrasion.

$Y_o$  = Lamme écoulee ( mm ).

R = Coefficient empirique de la permeabilite du terrain.

$$T_a = 626,96 \text{ t/Km}^2/\text{an.}$$

6-1 Volume mort.

Il represente la plus basse partie de la retenue contenant des materiaux solides transportés par charriage. Il est determine par la formule suivante:

$$V_M = \frac{T_a \cdot T \cdot S}{\gamma_s}$$

$T_a$  = Taux d'abrasion exprime en t/Km<sup>2</sup>/an.

T = Duree de l'exploitation: soit 20 ans.

$\gamma_s$  = Poids specifique des alluvions: soit 1,5 t/m<sup>3</sup>.

$$V_M = \frac{626,96 \times 20 \times 21,5}{1,5}$$

$$V_M = 1,79 \cdot 10^5 \text{ m}^3.$$

=====

6-2 Hydrogramme de crue.

L'hydrogramme de crue est une courbe qui représente le débit en fonction du temps. Sa conception est utile tant sur le plan théorique que sur le plan pratique. Pour des raisons de sécurité et d'économie on prendra en compte le débit de crue centenal  $Q_{100}$  qui est la moyenne obtenue selon les différentes méthodes employées.

Parmi les méthodes existantes permettant de reconstituer le tracé de la crue on a choisi la méthode de SKOLOVSKY.

Cette dernière assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques valables l'une pour la montée de la crue, l'autre pour la décrue.

Le débit de crue s'écrit:

$$Q(t) = Q_{\max} \left( t/t_m \right)^m.$$

Où,  $t_m$  = Temps de montée ayant été pris égal au temps de concentration.

$$m = \text{Exposant} = 2.$$

$Q(t)$  = Débit à l'instant  $t$  en ( heure ).

Le débit de décrue est une courbe de descente ayant pour temps de base le temps de décrue  $t_d$ .

$$Q(t') = Q_{\max} \left( \frac{t_d - t'}{t_d} \right)^n.$$

Avec  $n = 3$ .

$Q(t')$  = Débit à l'instant  $t'$  en ( heure ) après la pointe de la crue.

$$t_d = \gamma \cdot t_m$$

$$\gamma = 3$$

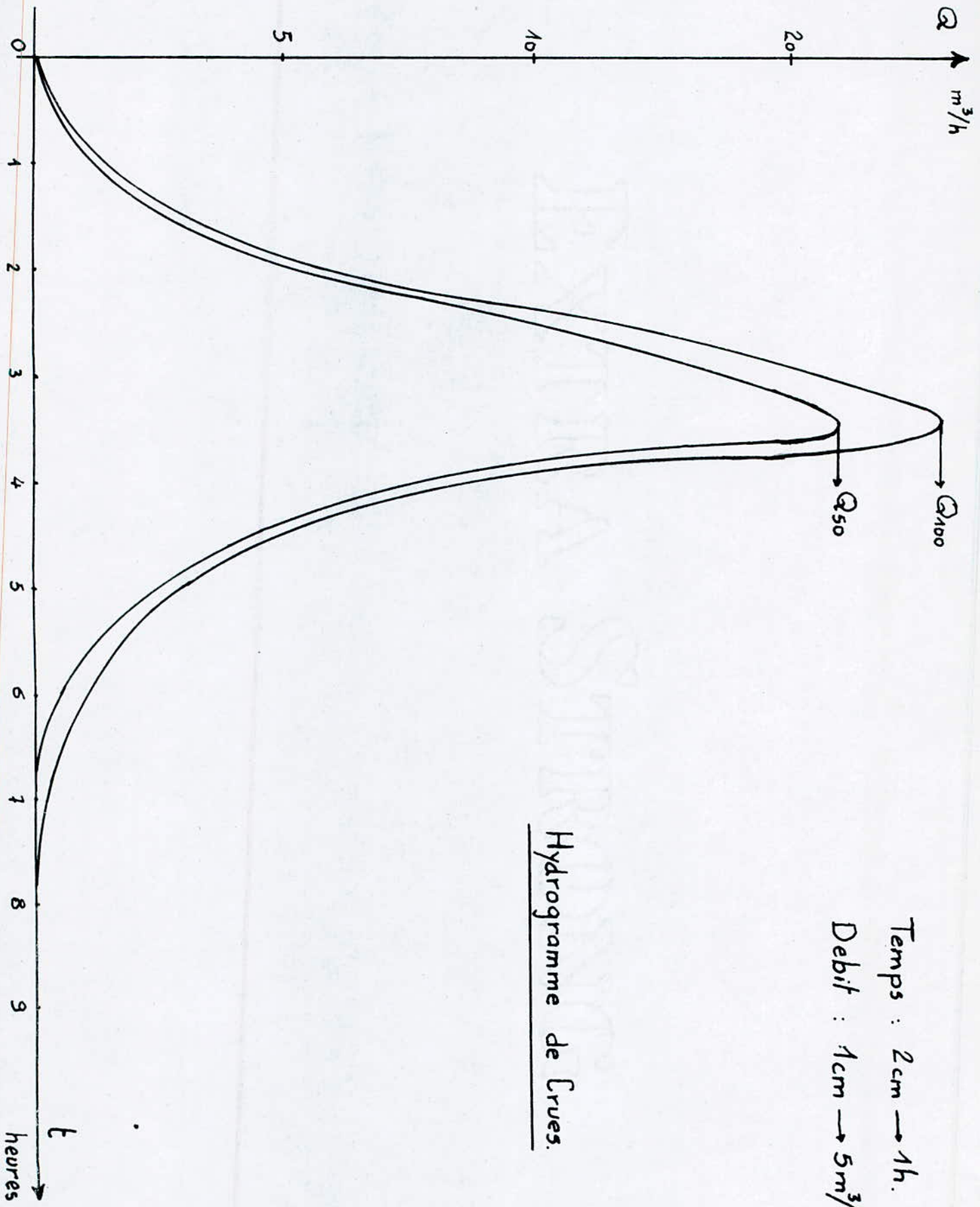
$$t_d = 10,5 \text{ heures.}$$

Estimation des coordonnées et de volume de l'hydrogramme de crue.

(Méthode de SKOLOVSKY) : Voir tableau N°9.

T A B L E A U N° 11

| Temps<br>en<br>heures | $Q_i/Q_{max}$ | $Q_{100}$ en<br>$m^3/s$ | $Q_{50}$ en<br>$m^3/s$ | $Q_5$ en<br>$m^3/s$ |
|-----------------------|---------------|-------------------------|------------------------|---------------------|
| 0                     | 0             | 0                       | 0                      | 0                   |
| 0,5                   | 0,020         | 1,798                   | 1,617                  | 0,791               |
| 1                     | 0,080         | 7,255                   | 6,4712                 | 3,166               |
| 1,5                   | 0,1815        | 16,32                   | 14,641                 | 7,163               |
| 2                     | 0,3228        | 29,02                   | 26,11                  | 12,77               |
| 2,5                   | 0,5044        | 45,34                   | 40,80                  | 19,94               |
| 3                     | 0,852         | 76,59                   | 68,75                  | 33,72               |
| 3,5                   | 1,000         | 89,9                    | 80,89                  | 39,58               |
| 4                     | 0,237         | 21,32                   | 19,17                  | 9,38                |
| 4,5                   | 0,1865        | 16,77                   | 15,04                  | 7,361               |
| 5                     | 0,1437        | 12,92                   | 11,62                  | 5,659               |
| 5,5                   | 0,1079        | 9,707                   | 8,655                  | 4,270               |
| 6                     | 0,078         | 7,076                   | 6,309                  | 3,087               |
| 6,5                   | 0,055         | 4,970                   | 4,448                  | 2,176               |
| 7                     | 0,037         | 3,329                   | 2,992                  | 1,464               |
| 7,5                   | 0,023         | 2,096                   | 1,860                  | 0,9104              |
| 8                     | 0,0134        | 1,213                   | 1,083                  | 0,530               |
| 8,5                   | 0,0069        | 0,621                   | 0,558                  | 0,273               |
| 9                     | 0,0029        | 0,262                   | 0,234                  | 0,114               |
| 9,5                   | 0,0008        | 0,077                   | 0,064                  | 0,031               |
| 10                    | 0,0001        | 0,009                   | 0,008                  | 0,003               |
| 10,5                  | 0,0000        | 0,000                   | 0,000                  | 0,000               |



Temps : 2cm → 1h.  
Debit : 1cm → 5m³/h.

Hydrogramme de Lrues.



7 - Caracteristiques volumetriques de la retenue.

7-1 Variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur.

Le tableau de variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur a été dressé par planimétrage sur le plan topographique des différentes surfaces ( $SP_i$ ) relatives aux courbes de remplissage.

T A B L E A U N° 12

| Hauteur<br>en<br>(mm) | Surface<br>$SP_i$<br>( $Km^2$ ) | Surface<br>élémentaire<br>$Se_i$ en ( $Km^2$ ) | Volume<br>élémentaire<br>$Ve_i$ en $10^6 m^3$ | Volume<br>Retenue<br>$V. 10^6 m^3$ |
|-----------------------|---------------------------------|--|---|------------------------------------|
| 0                     | 0                               | 0  | 0   | 0                                  |
| 5                     | 0,25                            | 0,173  | 0,865   | 0,86                               |
| 10                    | 0,61                            | 0,391  | 1,955   | 2,04                               |
| 15                    | 1,70                            | 1,04   | 5,2   | 7,24                               |
| 20                    | 2,80                            | 1,92   | 9,6   | 16,84                              |
| 25                    | 2,90                            | 2,41   | 12,05   | 28,89                              |
| 30                    | 6,1                             | 4,255  | 21,27   | 50,09                              |

Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche sont:

$$Se_i = \frac{2/3 \cdot Sp_i + Sp_{i+1}}{2} \quad i \geq 1$$

Les volumes élémentaires correspondants sont:

$$V_i = Se_i \cdot \Delta h_i$$

$$V_{i+1} = Se_{i+1} \cdot \Delta h_{i+1}$$

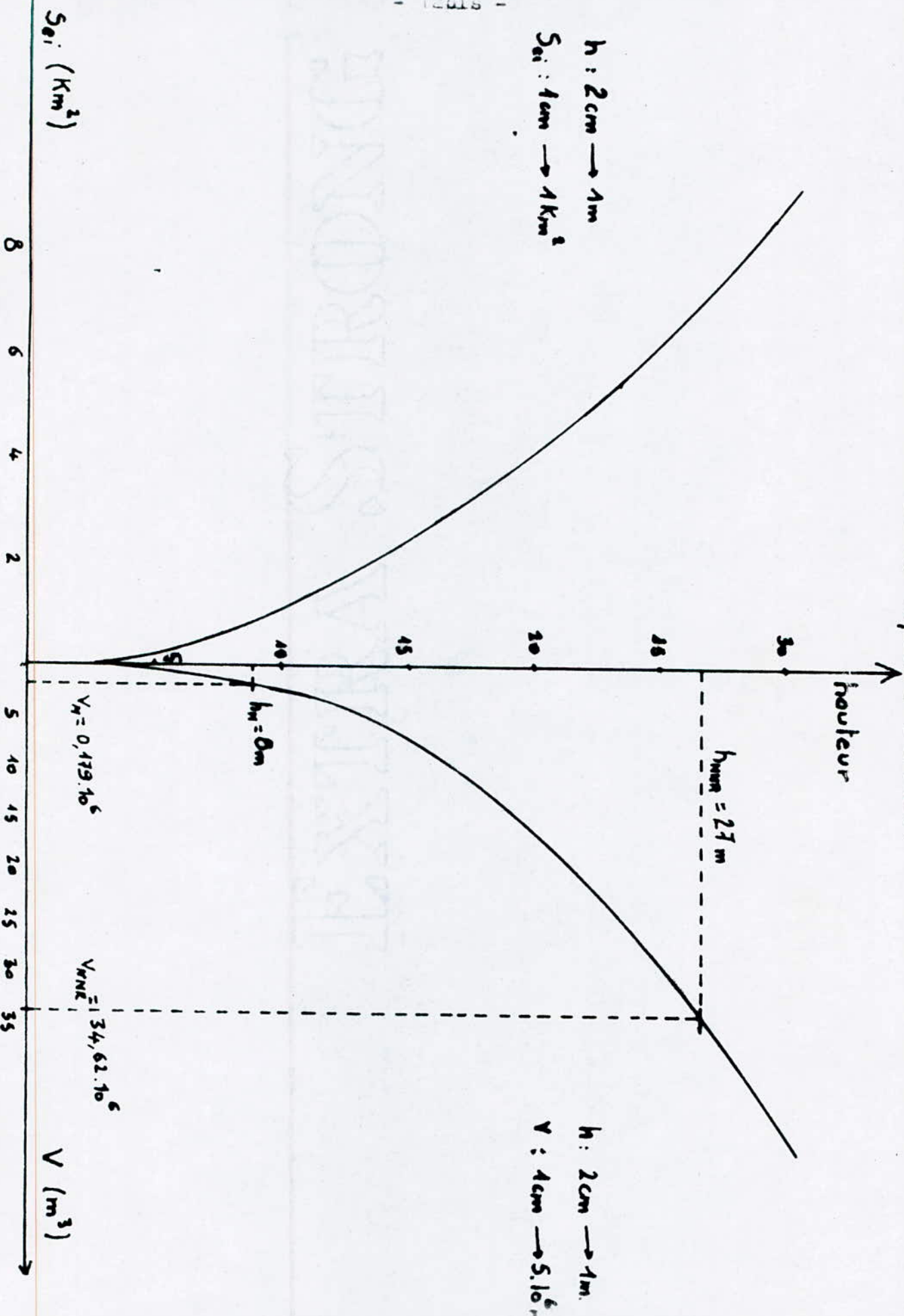
$V_i$  = Volume de la couche.

$Sp_i$  = Surface élémentaire correspondante à chaque courbe de niveau.

$i$  = Indice de la couche.

$\Delta h_i$  = Difference de côte entre deux courbes de niveau.

# Courbe Capacité - Surface.



La couche est le volume délimité par deux plans successifs.

La capacité de la retenue est le volume cumulé des couches à partir du fond de la cuvette.

Le volume de retenue de chaque couche est déterminé par:

$$V = V_i + V_{i+1}.$$

La courbe " Capacité-Surface " est déduite de ces résultats.

### 7-2 Regularisation.

La regularisation nous permet de déterminer le volume normal de Retenue dans le réservoir.

A partir de là nous déterminerons le volume demandé pour l'irrigation.

On a procédé à différents taux de regularisation:

60, 65, 70, 75, 80, 85 et 90%.

La regularisation dépend de l'évaporation, de l'infiltration, de l'apport utilisable, du volume utilisé par hectare et de la surface irriguée.

L'apport utilisable = apports x Taux de regularisation.

$$\begin{aligned} \text{Volume utilisé par hectare} &= 0,45 \times 365 \times 24 \times 3600 \cdot 10^{-3} \\ &= 14,2 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}. \end{aligned}$$

Avec pour dose d'irrigation 0,45 l/s/ha.

La surface irriguée est:

$$S_i = \frac{\text{Apport utilisable}}{\text{Volume utilisé/hectare}}$$

$$\underline{\underline{S_i = 5086 \text{ ha}}}$$

Taux de regularisation Tx = 60 %

| Mois | (1)        | (2)        | (3)    | (4)   | (5)        | (6)        | (7)        | (8)        | Volume en fin<br>du mois |
|------|------------|------------|--------|-------|------------|------------|------------|------------|--------------------------|
|      | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | mm     | mm    | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$               |
| S    | 7,36       | 1,04       | 174,89 | 27,9  | 0,181      | 0,029      | 3,6        | 3,55       | 3,72                     |
| O    | 8,27       | 1,1        | 93,99  | 21,01 | 0,103      | 0,023      | 3,6        | 4,544      | 8,26                     |
| N    | 11,3       | 1,32       | 61,52  | 21,6  | 0,0812     | 0,028      | 3,6        | 7,59       | 15,85                    |
| D    | 13,7       | 1,40       | 36,81  | 21,01 | 0,051      | 0,029      | 3,6        | 10,02      | 25,87                    |
| J    | 1,30       | 0,26       | 20,06  | 14,4  | 0,0052     | 0,0037     | 3,6        | -2,308     | 23,57                    |
| F    | 1,8        | 0,40       | 36,27  | 14,7  | 0,0145     | 0,0058     | 3,6        | -1,82      | 21,75                    |
| M    | 5,6        | 0,90       | 83,60  | 18,4  | 0,075      | 0,0165     | 3,6        | 1,90       | 23,65                    |
| A    | 11,5       | 1,3        | 97,15  | 22,1  | 0,126      | 0,028      | 3,6        | 7,74       | 29,05                    |
| M    | 1,3        | 0,28       | 140,64 | 19,0  | 0,0393     | 0,0053     | 3,6        | -2,34      | 30,47                    |
| J    | 5,2        | 0,78       | 210,99 | 13,9  | 0,164      | 0,0108     | 3,6        | 1,42       | 28,60                    |
| J    | 1,9        | 0,38       | 284,49 | 8,00  | 0,108      | 0,003      | 3,6        | -1,87      | 26,73                    |
| A    | 3,0        | 0,54       | 284,49 | 26,3  | 0,153      | 0,0142     | 3,6        | -0,76      | 25,94                    |

(1)= Apport mensuel.

(2)= Surfaces inondées.

(3)= Evaporation.

(4)= Infiltration.

(5)= Volume évaporé.

(6)= Volume infiltré.

(7)= Volume du bassin.

(8)= Volume restant.

=====Taux de regularisation Tx = 65 %=====

| Mois | (1)        | (2)        | (3)    | (4)   | (5)        | (6)        | (7)        | (8)        | Volume en fin<br>du mois |
|------|------------|------------|--------|-------|------------|------------|------------|------------|--------------------------|
|      | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | mm     | mm    | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$               |
| S    | 7,36       | 1,04       | 174,89 | 27,9  | 0,181      | 0,029      | 3,9        | 3,25       | 3,42                     |
| O    | 8,27       | 1,1        | 93,99  | 21,01 | 0,103      | 0,023      | 3,9        | 4,24       | 7,66                     |
| N    | 11,3       | 1,32       | 61,52  | 21,6  | 0,0812     | 0,028      | 3,9        | 7,29       | 14,95                    |
| D    | 13,7       | 1,40       | 36,81  | 21,01 | 0,051      | 0,029      | 3,9        | 9,72       | 24,67                    |
| J    | 1,30       | 0,26       | 20,06  | 14,4  | 0,0052     | 0,0037     | 3,9        | -2,608     | 22,07                    |
| F    | 1,8        | 0,40       | 36,27  | 14,7  | 0,0145     | 0,0058     | 3,9        | -2,12      | 19,95                    |
| M    | 5,6        | 0,90       | 83,60  | 18,4  | 0,075      | 0,0165     | 3,9        | 1,608      | 21,55                    |
| A    | 11,5       | 1,3        | 97,15  | 22,1  | 0,126      | 0,028      | 3,9        | 7,446      | 28,99                    |
| M    | 1,3        | 0,28       | 140,64 | 19,0  | 0,0393     | 0,0053     | 3,9        | -2,644     | 26,35                    |
| J    | 5,2        | 0,78       | 210,99 | 13,9  | 0,164      | 0,0108     | 3,9        | 1,126      | 27,47                    |
| J    | 1,9        | 0,38       | 284,49 | 8,00  | 0,108      | 0,003      | 3,9        | -2,111     | 25,36                    |
| A    | 3,0        | 0,54       | 284,49 | 26,3  | 0,153      | 0,0142     | 3,9        | -1,067     | 24,30                    |

Taux de regularisation Tx = 20 %

| Mois | (1)        | (2)        | (3)    | (4)   | (5)        | (6)        | (7)        | (8)        | Volume en fin<br>du mois |
|------|------------|------------|--------|-------|------------|------------|------------|------------|--------------------------|
|      | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | mm     | mm    | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$               |
| S    | 7,36       | 1,04       | 174,89 | 27,9  | 0,181      | 0,029      | 4,21       | 2,95       | 3,12                     |
| O    | 8,27       | 1,1        | 93,99  | 21,01 | 0,103      | 0,023      | 4,21       | 3,94       | 7,06                     |
| N    | 11,3       | 1,32       | 61,52  | 21,6  | 0,0812     | 0,028      | 4,21       | 6,99       | 14,05                    |
| D    | 13,7       | 1,40       | 36,81  | 21,01 | 0,051      | 0,029      | 4,21       | 9,42       | 11,15                    |
| J    | 1,30       | 0,26       | 20,06  | 14,4  | 0,0052     | 0,0037     | 4,21       | -2,908     | 8,73                     |
| F    | 1,8        | 0,40       | 36,27  | 14,7  | 0,0145     | 0,0058     | 4,21       | -2,42      | 10,03                    |
| M    | 5,6        | 0,90       | 83,60  | 18,4  | 0,075      | 0,0165     | 4,21       | 1,30       | 11,33                    |
| A    | 11,5       | 1,3        | 97,15  | 22,1  | 0,126      | 0,028      | 4,21       | 7,146      | 18,47                    |
| M    | 1,3        | 0,28       | 140,64 | 19,0  | 0,0393     | 0,0053     | 4,21       | 2,94       | 21,41                    |
| J    | 5,2        | 0,78       | 210,99 | 13,9  | 0,164      | 0,0108     | 4,21       | 0,826      | 22,23                    |
| J    | 1,9        | 0,38       | 284,49 | 8,00  | 0,108      | 0,003      | 4,21       | -2,411     | 20,09                    |
| A    | 3,0        | 0,54       | 284,49 | 26,3  | 0,153      | 0,0142     | 4,21       | -1,367     | 18,73                    |

=====Taux de regularisation Tx = 75 %====

| Mois | (1)        | (2)        | (3)    | (4)   | (5)        | (6)        | (7)        | (8)        | Volume en fin<br>du mois |
|------|------------|------------|--------|-------|------------|------------|------------|------------|--------------------------|
|      | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | mm     | mm    | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$               |
| S    | 7,36       | 1,04       | 174,89 | 27,9  | 0,181      | 0,029      | 4,5        | 2,65       | 2,82                     |
| O    | 8,27       | 1,1        | 93,99  | 21,01 | 0,103      | 0,023      | 4,5        | 3,64       | 6,46                     |
| N    | 11,3       | 1,32       | 61,52  | 21,6  | 0,0812     | 0,028      | 4,5        | 6,69       | 13,15                    |
| D    | 13,7       | 1,40       | 36,81  | 21,01 | 0,051      | 0,029      | 4,5        | 9,12       | 22,27                    |
| J    | 1,30       | 0,26       | 20,06  | 14,4  | 0,0052     | 0,0037     | 4,5        | -3,208     | 19,07                    |
| F    | 1,8        | 0,40       | 36,27  | 14,7  | 0,0145     | 0,0058     | 4,5        | -2,72      | 16,35                    |
| M    | 5,6        | 0,90       | 83,60  | 18,4  | 0,075      | 0,0165     | 4,5        | 1,008      | 17,36                    |
| A    | 11,5       | 1,3        | 97,15  | 22,1  | 0,126      | 0,028      | 4,5        | 6,84       | 24,20                    |
| M    | 1,3        | 0,28       | 140,64 | 19,0  | 0,0393     | 0,0053     | 4,5        | -3,374     | 20,83                    |
| J    | 5,2        | 0,78       | 210,99 | 13,9  | 0,164      | 0,0108     | 4,5        | 0,525      | 21,35                    |
| J    | 1,9        | 0,38       | 284,49 | 8,00  | 0,108      | 0,003      | 4,5        | -2,71      | 18,64                    |
| A    | 3,0        | 0,54       | 284,49 | 26,3  | 0,153      | 0,0142     | 4,5        | -1,66      | 16,98                    |

Taux de regularisation Tx = 80 %

| Mois | (1)        | (2)        | (3)    | (4)   | (5)        | (6)        | (7)        | (8)        | Volume en fin<br>du mois |
|------|------------|------------|--------|-------|------------|------------|------------|------------|--------------------------|
|      | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | mm     | mm    | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$               |
| S    | 7,36       | 1,04       | 174,89 | 27,9  | 0,181      | 0,029      | 4,8        | 2,35       | 2,52                     |
| O    | 8,27       | 1,1        | 93,99  | 21,01 | 0,103      | 0,023      | 4,8        | 3,34       | 5,86                     |
| N    | 11,3       | 1,32       | 61,52  | 21,6  | 0,0812     | 0,028      | 4,8        | 6,39       | 12,25                    |
| D    | 13,7       | 1,40       | 36,81  | 21,01 | 0,051      | 0,029      | 4,8        | 8,82       | 21,07                    |
| J    | 1,30       | 0,26       | 20,06  | 14,4  | 0,0052     | 0,0037     | 4,8        | -3,50      | 17,57                    |
| F    | 1,8        | 0,40       | 36,27  | 14,7  | 0,0145     | 0,0058     | 4,8        | -3,02      | 14,55                    |
| M    | 5,6        | 0,90       | 83,60  | 18,4  | 0,075      | 0,0165     | 4,8        | 0,708      | 15,25                    |
| A    | 11,5       | 1,3        | 97,15  | 22,1  | 0,126      | 0,028      | 4,8        | 6,54       | 21,79                    |
| M    | 1,3        | 0,28       | 140,64 | 19,0  | 0,0393     | 0,0053     | 4,8        | -3,544     | 18,25                    |
| J    | 5,2        | 0,78       | 210,99 | 13,9  | 0,164      | 0,0108     | 4,8        | 0,225      | 18,50                    |
| J    | 1,9        | 0,38       | 284,49 | 8,00  | 0,108      | 0,003      | 4,8        | -3,011     | 15,49                    |
| A    | 3,0        | 0,54       | 284,49 | 26,3  | 0,153      | 0,0142     | 4,8        | -1,963     | 13,53                    |



Taux de regularisation Tx = 85 %

| Mois | (1)<br>$10^6 m^3$ | (2)<br>$10^6 m^3$ | (3)<br>mm | (4)<br>mm | (5)<br>$10^6 m^3$ | (6)<br>$10^6 m^3$ | (7)<br>$10^6 m^3$ | (8)<br>$10^6 m^3$ | Volume en fin<br>du mois<br>$10^6 m^3$ |
|------|-------------------|-------------------|-----------|-----------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|--|
| S    | 7,36              | 1,04              | 174,89    | 27,9      | 0,181             | 0,029             | 5,1               | 2,05              | 2,22                                   |
| O    | 8,27              | 1,1               | 93,99     | 21,01     | 0,103             | 0,023             | 5,1               | 3,044             | 5,26                                   |
| N    | 11,3              | 1,32              | 61,52     | 21,6      | 0,0812            | 0,028             | 5,1               | 6,09              | 11,35                                  |
| D    | 13,7              | 1,40              | 36,81     | 21,01     | 0,051             | 0,029             | 5,1               | 5,52              | 19,87                                  |
| J    | 1,30              | 0,26              | 20,06     | 14,4      | 0,0052            | 0,0037            | 5,1               | -3,808            | 16,07                                  |
| F    | 1,8               | 0,40              | 36,27     | 14,7      | 0,0145            | 0,0058            | 5,1               | -3,32             | 12,75                                  |
| M    | 5,6               | 0,90              | 83,60     | 18,4      | 0,075             | 0,0165            | 5,1               | 0,408             | 13,15                                  |
| A    | 11,5              | 1,3               | 97,15     | 22,1      | 0,126             | 0,028             | 5,1               | 6,24              | 19,39                                  |
| M    | 1,3               | 0,28              | 140,64    | 19,0      | 0,0393            | 0,0053            | 5,1               | -3,84             | 15,55                                  |
| J    | 5,2               | 0,78              | 210,99    | 13,9      | 0,164             | 0,0108            | 5,1               | -0,074            | 15,48                                  |
| J    | 1,9               | 0,38              | 284,49    | 8,00      | 0,108             | 0,003             | 5,1               | -3,311            | 12,17                                  |
| A    | 3,0               | 0,54              | 284,49    | 26,3      | 0,153             | 0,0142            | 5,1               | -2,267            | 9,91                                   |

=====Taux de regularisation Tx = 90 %=====  
 =====

| Mois | (1)        | (2)        | (3)    | (4)   | (5)        | (6)        | (7)        | (8)        | Volume en fin<br>du mois |
|------|------------|------------|--------|-------|------------|------------|------------|------------|--------------------------|
|      | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | mm     | mm    | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$ | $10^6 m^3$               |
| S    | 7,36       | 1,04       | 174,89 | 27,9  | 0,181      | 0,029      | 5,4        | 1,75       | 1,92                     |
| O    | 8,27       | 1,1        | 93,99  | 21,01 | 0,103      | 0,023      | 5,4        | 2,74       | 4,66                     |
| N    | 11,3       | 1,32       | 61,52  | 21,6  | 0,0812     | 0,028      | 5,4        | 5,79       | 10,45                    |
| D    | 13,7       | 1,40       | 36,81  | 21,01 | 0,051      | 0,029      | 5,4        | 8,22       | 18,67                    |
| J    | 1,30       | 0,26       | 20,06  | 14,4  | 0,0052     | 0,0037     | 5,4        | -4,10      | 14,57                    |
| F    | 1,8        | 0,40       | 36,27  | 14,7  | 0,0145     | 0,0058     | 5,4        | 0,18       | 14,75                    |
| M    | 5,6        | 0,90       | 83,60  | 18,4  | 0,075      | 0,0165     | 5,4        | 6,008      | 20,75                    |
| A    | 11,5       | 1,3        | 97,15  | 22,1  | 0,126      | 0,028      | 5,4        | 5,94       | 26,69                    |
| M    | 1,3        | 0,28       | 140,64 | 19,0  | 0,0393     | 0,0053     | 5,4        | -4,14      | 22,55                    |
| J    | 5,2        | 0,78       | 210,99 | 13,9  | 0,164      | 0,0108     | 5,4        | -0,37      | 22,18                    |
| J    | 1,9        | 0,38       | 284,49 | 8,00  | 0,108      | 0,003      | 5,4        | -3,61      | 18,57                    |
| A    | 3,0        | 0,54       | 284,49 | 26,3  | 0,153      | 0,0142     | 5,4        | -2,56      | 16,00                    |

D'après les tableaux de regularisation on repère le volume maximal en fin du mois lequel est le volume normal du reservoir.

$$V_{\text{NNR}} = \text{Max } V f_i.$$

$$V_{\text{NNR}} = 34,62 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

=====

La hauteur normale du reservoir est tirée du graphe  $V = f(h)$ , correspondant à  $V_{\text{NNR}}$ .

$$h_{\text{NNR}} = 27 \text{ m.}$$

=====

### 7-3 Volume utile.

C'est la difference entre le volume normal du reservoir et le volume mort.

$$V_u = 32,92 \cdot 10^6 \text{ m}^3 .$$

Soit

$$h_{\text{utile}} = 26,2 \text{ m} .$$

=====

## 8 - Laminage de crues.

### 8-1 But.

L'étude du laminage des crues permet de déterminer la cote maximale du plan d'eau en cas de crue ainsi que les débits deversés par les organes évacuateurs.

Le mécanisme du laminage de crue peut être exprimé par l'équation différentielle suivante:

$$Q_{\text{aff}}(t).dt = Q_{\text{dev}}(t).dt + A(Z).dZ$$

Où,  $t$  = Temps.

$Z$  = Cote du plan d'eau.

$Q_{\text{aff}}$  = Débit de crue entrant dans la retenue au temps  $t$ .

$A(Z)$  = Surface du plan d'eau à la cote  $Z$ .

### 8-2 Méthode utilisée.

La méthode utilisée est une méthode graphique. Son principe consiste à faire le bilan des volumes affluents et des volumes évacués au niveau de la retenue.

Pendant la durée de la crue, le bilan se fera d'heure en heure ou de demi-heure en demi-heure.

### 8-3 Variation du plan d'eau.

Soient  $Q_i$  le débit affluent au temps ( $t_i$ ) et  $Q_{i+1}$  le débit affluent au temps ( $t_{i+1}$ ). L'apport en volume de la crue entre l'instant ( $t_i$ ) et ( $t_{i+1}$ ) sera donc:

$$V_{\text{aff}} = \left( \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) . \Delta t$$

tel que :  $\Delta t = t_{i+1} - t_i$ .

Les volumes qui affluent entre l'instant ( $t_i$ ) et ( $t_{i+1}$ ) ne sont pas évacués systématiquement: Une partie est rejetée tandis que l'autre reste pour contribuer au relèvement du plan d'eau.

Afin de déterminer la relation entre le relèvement du plan d'eau et le débit deversé correspondant, on procédera graphiquement de la manière suivante:

On trace la courbe des volumes en fonction des hauteurs à partir du niveau normal ainsi que les courbes:  $V(h) - V/2$  et  $V(h) + V/2$ .

Le débit passant à travers un évacuateur de crue est donné par la formule:

$$Q(h) = m \cdot b \cdot h \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Où,  $Q(h)$  = Débit évacué.

$m$  = coefficient dépendant du type de deversoir utilisé:

$m$  = 0,5 dans notre cas.

$b$  = largeur du deversoir de crue en (m).  $b = 40$  m.

$g$  = accélération de la pesanteur de valeur  $9,81 \text{ m/s}^2$ .

En traçant la courbe  $Q(h)$  ainsi que  $V(h) + V/2$  et  $V(h) - V/2$  sur le même graphe, on arrivera à définir la hauteur deversée.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux N° 13 et N° 14.

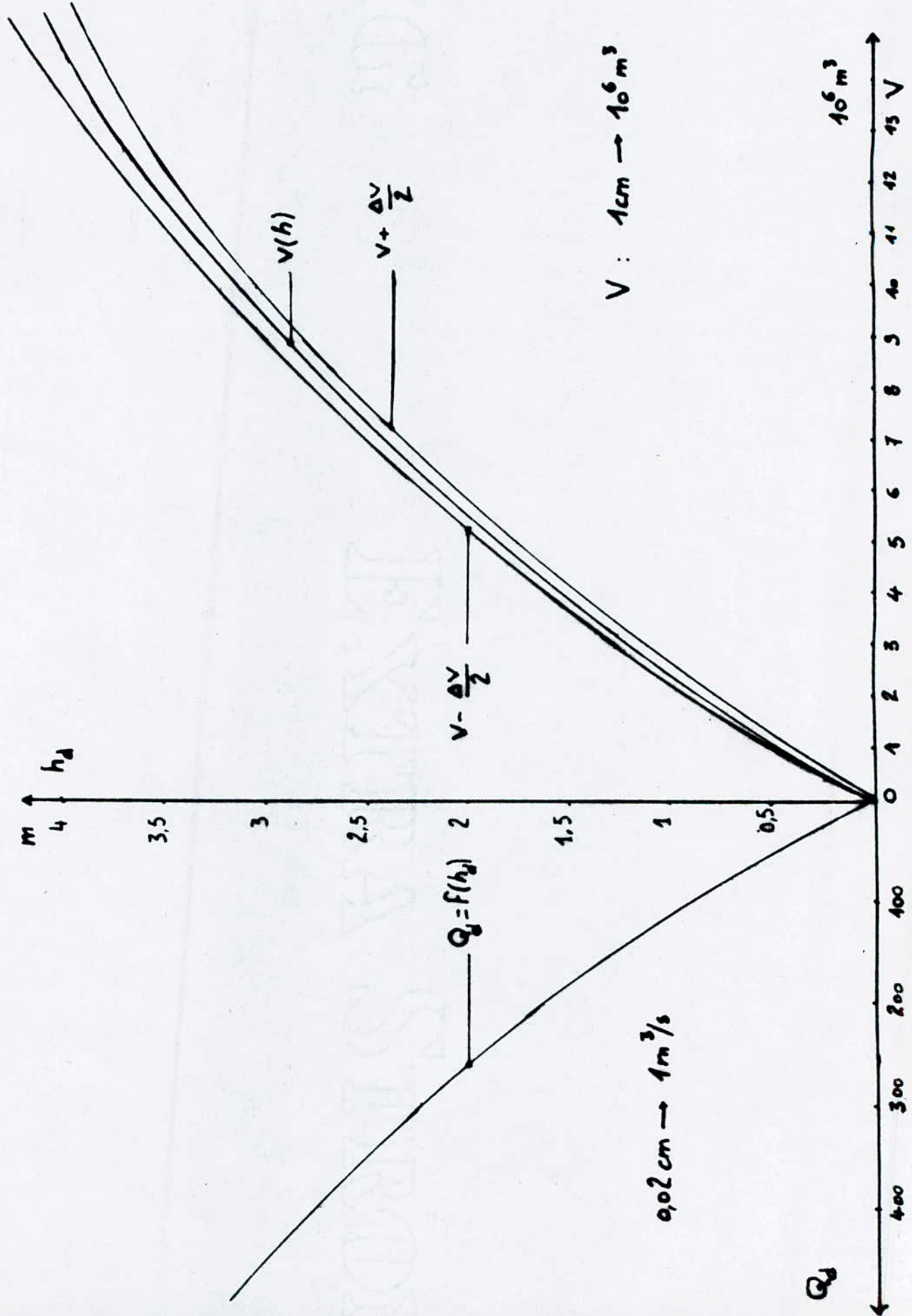
T A B L E A U N° 13

| h<br>(m) | Q(h)<br>m <sup>3</sup> /s | $\Delta V/2 =$<br>t.Q(h)/2 | V - $\Delta V/2$ | V + $\Delta V/2$ | V(h)<br>10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> |
|----------|---------------------------|----------------------------|------------------|------------------|--|
| 0,5      | 31,32                     | 28188                      | 1021812          | 1078188          | 1,05                                   |
| 1        | 88,58                     | 79722                      | 2170278          | 2329727          | 2,25                                   |
| 1,5      | 162,74                    | 146466                     | 3553534          | 3846466          | 3,7                                    |
| 2        | 250,56                    | 225360                     | 5174640          | 5625360          | 5,4                                    |
| 2,5      | 350,17                    | 315144                     | 7034856          | 7665144          | 7,35                                   |
| 3        | 460,32                    | 414288                     | 9035712          | 9864288          | 9,45                                   |
| 3,5      | 580,07                    | 522054                     | 11977946         | 13022054         | 12,50                                  |
| 4        | 708,71                    | 637830                     | 13612170         | 14887830         | 14,25                                  |

Conclusion:

On remarque que le volume maximal apporté par la crue est négligeable devant la tranche de volume correspondant.

La surface du barrage correspondante à la hauteur normale est importante alors que le volume maximal apporté par la crue n'engendre qu'une hauteur deversée très faible. Ceci veut dire que la crue est complètement absorbée par le barrage.



T A B L E A U N° 14

| temps<br>(h) | Crue<br>centenaire<br>(m <sup>3</sup> /s) | $\Delta t$<br>(h) | $V = \frac{Q_1 + Q_{i+1}}{\Delta t}$<br>(m <sup>3</sup> ) <sup>2</sup> |
|--------------|---|-------------------|--|
| 0            | 0,00                                      | 0 + 0,5           | 1618,2   |
| 0,5          | 1,798                                     | 0,5 + 1           | 8147,7   |
| 1            | 7,255                                     | 1 + 1,5           | 21217,5  |
| 1,5          | 16,32                                     | 1,5 - 2           | 40806  |
| 2            | 29,02                                     | 2 - 2,5           | 81641,02   |
| 2,5          | 45,34                                     | 2,5 - 3           | 109737   |
| 3            | 76,59                                     | 3 - 3,5           | 149841   |
| 3,5          | 89,9                                      | 3,5 - 4           | 100098   |
| 4            | 21,32                                     | 4 - 4,5           | 34281  |
| 4,5          | 16,77                                     | 4,5 - 5           | 26721  |
| 5            | 12,92                                     | 5 - 5,5           | 20364,3  |
| 5,5          | 9,707                                     | 5,5 - 6           | 15104,7  |
| 6            | 7,076                                     | 6 - 6,5           | 10841,4  |
| 6,5          | 4,970                                     | 6,5 - 7           | 7469,1   |
| 7            | 3,329                                     | 7 - 7,5           | 4882,5   |
| 7,5          | 2,096                                     | 7,5 - 8           | 2978,1   |
| 8            | 1,213                                     | 8 - 8,5           | 1650,6   |
| 8,5          | 0,621                                     | 8,5 - 9           | 793,8  |
| 9            | 0,261                                     | 9 - 9,5           | 304,2  |
| 9,5          | 0,077                                     | 9,5 - 10          | 77,4   |
| 10           | 0,009                                     | 10 - 10,5         | 8,1  |
| 10,5         | 0,000                                     |                   |  |



=====

G E O L O G I E

=====

EXTON  
STRODGER

C H A P I T R E    I I

G E O L O G I E

L'étude géologique est très importante pour la conception du barrage. Les caractéristiques mécaniques des matériaux servant à la construction de la digue doivent être connues avec précision.

Nous allons donc décrire les différents matériaux constituant l'ensemble du site.

Sur la **droite du site**, se trouvent des marnes disposées en couches superposées.

Sur le côté gauche nous rencontrons des marnes et de l'argile.

Sur les hauteurs du bassin versant des roches calcaires massives de 25 à 30 mm d'épaisseur, des schistes argileux avec des grès constituent l'ensemble de ce terrain.

Nous trouvons deux couches stratifiées dans le terrain de fond de la vallée: une couche de gravier de 6 à 10 mm d'épaisseur et la seconde formée de cailloux roulés d'épaisseur totale 1,5 mm.

De part et d'autre de la cuvette sur les pentes douces se trouve une couche d'argile plastique de 5 à 6 mm d'épaisseur.

Le bassin de fond est marneux.

EXETER

=====

B A R R A G E

=====

STIRRODING

=====  
C H A P I T R E    I I I  
=====

=====  
C O N C E P T I O N    D U    B A R R A G E  
=====

1- Dimensionnement de la digue.

La hauteur de la digue sera prise égale à la hauteur relative du volume de la retenue qui correspond à un niveau maximal de la retenue majorée d'une revanche sécurisante avec un décapage d'une valeur de 1 m.

2- Revanche.

La revanche est la dénivellation entre la crête du barrage et le niveau maximum de la retenue.

Pour déterminer la revanche il faut tenir compte des vagues et de la projection de l'eau vers le haut du barrage causé par le vent.

Le calcul de la revanche est donné par les formules empiriques suivantes:

a)  $R = 1,1 + 0,3 \sqrt{F}$  en ( m ).

$F =$  Fetch du plan d'eau en ( Km ).

$F = 0,65$  Km.

$R = 1,34$  m.

b) Formule de MALITOR (1).

$R = 0,75h_v + V^2/2g$  .

$V =$  Vitesse des vagues en ( m/s ).

$V = 1,5 + 2h_v$  .

$h_v =$  Hauteur de la vague en ( m ).

Les deux formules donnant la hauteur de la vague sont les suivantes:

a) Formule de MALITOR (2).

$h_v = 0,763 + 0,032 \sqrt{W.F} - 0,271 \sqrt[4]{F}$  en ( m ).

$W =$  Vitesse du vent en Km/h.

$$W = ( 100 + 120 ) \text{ Km/h.}$$

La vitesse adoptée est:

$$W = 101 \text{ Km/h.}$$

$$F = 0,77 \text{ m.}$$

$$h_v = 0,763 + 0,032 \sqrt{101 \times 0,65} - 0,271 \sqrt[4]{0,65}$$

$$h_v = 0,77 \text{ m}$$

$$V = 1,5 + 2 \times 0,77 = 3,04 \text{ m/s.}$$

$$R = 0,75 \times 0,77 + \frac{(3,04)^2}{2g}$$

$$R = 1,06 \text{ m.}$$

La revanche maximale  $R_{\max} = 1,5 \times R_{\min}$ .

$$\underline{\underline{R_{\max} = 1,59 \text{ m}}}$$

b) Formule de MALLET - PAQUANT.

$$h_v = 0,5 + 0,33 \sqrt{F} \text{ avec } h_v \text{ en ( m ) et } F \text{ en ( Km ).}$$

$$h_v = 0,5 + 0,33 \sqrt{0,65}$$

$$h_v = 0,76 \text{ m.}$$

$$V = 1,5 + 2 \times 0,76 = 3,03 \text{ m/s.}$$

$$R = 0,75 \times 0,76 + \frac{(3,04)^2}{2 \times 9,81} = 1,04 \text{ m.}$$

$$R = 1,04 \text{ m.}$$

$$R_{\max} 1,5 \times R_{\min} = 1,56 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{R_{\max} = 1,56 \text{ m}}}$$

Tableau récapitulatif

| Formules       | a    | MALITOR (1) | MALITOR (2) | MALLET-PAQUANT |
|----------------|------|-------------|-------------|----------------|
| Revanche R (m) | 1,34 | 1,57        | 1,59        | 1,56           |

La valeur adoptée de la revanche est:

$$\underline{\underline{R = 1,60 \text{ m.}}}$$

3 - Hauteur du barrage

La hauteur du barrage s'exprime par la relation suivante:

$$H_B = H + h_{dev} + R$$

$$H = \text{Hauteur d'eau normale} = 27 \text{ m.}$$

$h_{dev}$  = Hauteur deversée, prise égale à  $h_d = 1,10$  m pour des raisons de sécurité.

$$H_B = 27 + 1,60 + 1,10 = 29,7 \text{ m}$$

$$\underline{\underline{H_B = 30 \text{ m}}}$$

4 - Largeur de la crête du barrage.

La largeur se calcule à l'aide des deux formules empiriques suivantes:

a) Formule de KNAPPEN.

$$B_c = 1,65 H_B$$

$$H_B = 30 \text{ m}$$

$$B_c = 9 \text{ m.}$$

b) Formule de B.BREECE.

$$B_c = 1,1 H_B + 1$$

$$B_c = 7 \text{ m.}$$

Tableau récapitulatif

| Formule   | KNAPPEN | BREECE |
|-----------|---------|--------|
| $B_c$ (m) | 9       | 7      |

La valeur adoptée de la largeur de la crête est:

$$\underline{\underline{B_c = 8 \text{ m.}}}$$

5 - Pente des talus.

Le choix des pentes des talus est basé sur les caractéristiques géotechniques des matériaux de construction ainsi que sur la hauteur du barrage comme le montre le tableau ci-dessous.

| Hauteur du barrage<br>( m ) | Type de barrage                    | Pentes |       |
|-----------------------------|------------------------------------|--------|-------|
|                             |                                    | Amont  | Aval  |
| $H_B < 5$ m                 | - homogène                         | 1/2,5  | 1/2   |
|                             | - à zone                           | 1/2    | 1/2   |
| $H_B = (5 + 10)$<br>( m )   | - homogène à granulométrie étendue | 1/2    | 1/2   |
|                             | - homogène à fort % d'argile       | 1/2,5  | 1/2   |
|                             | - à zones                          | 1/2    | 1/2   |
| $H_B = (10 + 20)$<br>( m )  | - homogène à granulométrie étendue | 1/2,5  | 1/2,5 |
|                             | - homogène à fort % d'argile       | 1/3    | 1/2,5 |
|                             | - à zone                           | 1/2,5  | 1/2,5 |
| $H_B > 20$ m                | - homogène à granulométrie étendue | 1/3    | 1/2,5 |
|                             | - homogène à fort % d'argile       | 1/3,5  | 1/3   |
|                             | - à zones                          | 1/3    | 1/3   |

La hauteur du barrage étant  $H_B = 30$  m, le barrage est alors homogène à granulométrie étendue.

La pente amont = 1/3 et la pente aval = 1/2,5.

6 - Protection des talus.

6-1 Talus amont.

Du fait que le vent provoque le batillage des vagues contre le talus, sa protection par une couche d'enrochement s'avère nécessaire.

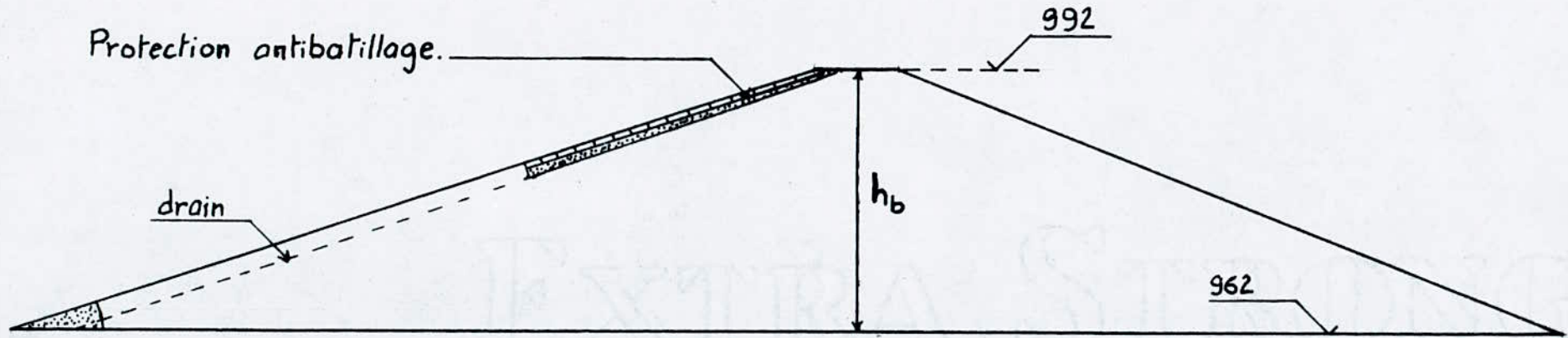
6-2 Talus aval.

Le talus aval est mis en danger uniquement par l'effet d'érosion.

Il sera donc protégé par une couche de terre végétale de 30 cm d'épaisseur.



# Revêtement du Parement Amont



STANDARD

=====  
O U V R A G E S    A N N E X E S  
=====

EXTRA

C H A P I T R E    I V  
=====

O U V R A G E S    A N N E X E S  
=====

1 - Prise d'eau.

1-1 But.

Les ouvrages de prise d'eau ont pour but de rationaliser le debit provenant de la retenue et destiné à l'irrigation tout en éliminant les matières solides chariées par les cours d'eau. Une grille placée à l'entrée est prevue à cet effet.

1-2 Determination du debit de prise.

Le debit de prise qui sera évacué dans les canaux est évalué d'après la periode d'irrigation qui est calculée sur la base de sept (7) mois par an, à raison de quatorze (14) heures d'arrosage par jour.

Le debit ainsi calculé sera majoré de 10%.

$$Q = 1,1 \cdot V/t.$$

$$Q = \text{Debit vehiculé en ( m}^3/\text{s )}.$$

$$V = \text{Volume demandé ( } 4,7 \cdot 10^6 \text{ m}^3 \text{ )}.$$

$$t = \text{Temps ( 1 mois à raison de 14 h/jour )}.$$

$$Q = 3,44 \text{ m}^3/\text{s}.$$

=====

1-3 Determination du diametre de la prise d'eau.

Le diametre de la prise d'eau sera calculé d'après la demande en eau exprimée pendant un mois. Cette demande se traduit par une diminution du plan d'eau dans le barrage. La difference des niveaux normal du barrage et celui occasionné par la demande determinera le diametre de la prise.

On calcule le volume V' par mois ainsi que la hauteur correspondante h'.

On calcule ensuite la difference entre le volume normal  $V_{\text{NNR}}$  et V'.

Soit  $V_1 = V_{NNR} - V'$  le volume ainsi calculé.

A ce volume  $V_1$  correspondra une hauteur  $H_1$ .

$$H = H_{NNR} - H_1.$$

La différence  $H$  nous donne la position de la première fenêtre de prise, soit 2,2 m.

Le débit et la surface  $S(H)$  sont liés par la relation:

$$Q \cdot dt = S(H) \cdot dH \quad (1)$$

$S(H)$  = Surface submergée correspondante à la côte  $H$  (Voir la courbe hauteur-surface).

$dH$  = Variation de la hauteur pendant le temps  $dt$  prise égale à 0,25.

Le débit sortant est donné par :

$$Q = m \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot h} \quad (2)$$

$m$  = Coefficient de débit de valeur : 0,5.

$D$  = Diamètre de la conduite en ( m ).

En égalisant les relations (1) et (2) nous aurons:

$$S(H) \cdot dH = m \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot H} \cdot dt$$

$$dt = \frac{S(H) \cdot dH}{m \cdot \frac{\pi D^2}{4} \cdot \sqrt{2g \cdot H}}$$

Le temps nécessaire pour la satisfaction de la demande est la somme des temps  $dt$ .

$$\int_0^t dt = \frac{1}{m \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \sqrt{2g}} \int_0^H \frac{S(H)}{\sqrt{H}} dt \quad (3)$$

On peut écrire ( 3 ) sous la forme:

$$t = \frac{1}{\frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \sqrt{2g}} \sum_{i=1}^n \frac{S(H_i) \cdot \Delta H_i}{H_i}$$

$$D = \left( \frac{4}{2m \cdot \pi \cdot g \cdot t} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{S(H_i) \cdot \Delta H_i}{H_i} \right)^{0,5}$$

| Hauteur<br>d'eau (m) | Charge<br>$H_1$ (m) | $\Delta H_1$<br>(m) | $S(H_1)$<br>(Km <sup>2</sup> ) | $S(H_1) \cdot \Delta H_1$<br>10 <sup>6</sup> (m <sup>3</sup> ) | $S(H_1) \cdot \Delta H_1 / \sqrt{H_1}$<br>10 <sup>6</sup> |
|----------------------|---------------------|---------------------|--------------------------------|--|---|
| 27                   | 2,4                 | 0,25                | 7                              | 1,75   | 0,875   |
| 26,75                | 2,15                | 0,25                | 6,5                            | 1,62   | 0,81  |
| 26,5                 | 1,9                 | 0,25                | 6,2                            | 1,55   | 0,775   |
| 26,25                | 1,65                | 0,25                | 6                              | 1,5  | 0,75  |
| 26                   | 1,4                 | 0,25                | 5,3                            | 1,35   | 0,67  |
| 25,75                | 1,15                | 0,25                | 5,23                           | 1,30   | 0,65  |
| 25,5                 | 0,9                 | 0,25                | 5,10                           | 1,27   | 0,63  |
| 25,25                | 0,65                | 0,25                | 5,01                           | 1,25   | 0,62  |
| 25                   | 0,4                 | 0,25                | 5                              | 1,25   | 0,62  |

Tableau 1

$$\sum_{i=1}^n \frac{S(H_i) \cdot \Delta H_i}{\sqrt{H_i}} = 7,01 \cdot 10^6$$

Soit  $D^2 = 2,66$

$$D = 1,63 \text{ m}$$

$$V = Q/S = 1,64 \text{ m/s}$$

1-4 Vidange de fond.

La conduite de vidange de fond dans un barrage est indispensable pour de raisons de securité et de maintenance des ouvrages.

Elle possede une capacité d'évacuation plus importante que celle d'un simple ouvrage de prise.

Les principales fonctions de cet ouvrages sont:

- Permettre au debit courant de la rivière d'être évacué en totalité.
- Vider la retenue pour l'entretien et les reparations eventuelles ainsi que la surveillance du barrage et des ouvrages annexes en cas de danger.
- Offrir la possibilité de lutte contre l'envasement.

Sa capacité doit permettre une vidange complète dans un temps inferieur ou tout au plus égal à 21 jours.

1-4-1 Dimensionnement de la conduite de vidange de fond.

Le procedé est le même que pour la conduite de prise.

Les resultats sont recapitulés dans le tableau de la page suivante.

Les calculs ont alors donné:

$$D = 2,9 \text{ m .}$$

=====

| $H_1$<br>(m) | $H_1$ | $S(H_1)$<br>(Km <sup>2</sup> ) | $S(H_1) \cdot H_1$<br>10 <sup>6</sup> (m <sup>3</sup> ) | $S(H_1) \cdot H_1 / H_1$<br>10 <sup>6</sup> |
|--------------|-------|--------------------------------|---|---|
| 27           | 1     | 7                              | 7   | 1,3   |
| 26           | 1     | 6,11                           | 6,11  | 1,1   |
| 25           | 1     | 5                              | 5   | 1   |
| 24           | 1     | 4,9                            | 4,9   | 1   |
| 23           | 1     | 4,85                           | 4,85  | 1,01  |
| 22           | 1     | 4,5                            | 4,5   | 0,95  |
| 21           | 1     | 4,2                            | 4,2   | 0,91  |
| 20           | 1     | 3,9                            | 3,9   | 0,87  |
| 19           | 1     | 2,5                            | 2,5   | 0,57  |
| 17,5         | 1,5   | 2,11                           | 3,16  | 0,75  |
| 16           | 1,5   | 2                              | 3   | 0,75  |
| 14,5         | 1,5   | 1,9                            | 2,85  | 0,74  |
| 13           | 1,5   | 1,75                           | 1,62  | 0,44  |
| 11,5         | 1,5   | 1,02                           | 1,53  | 0,45  |
| 10           | 1,5   | 1                              | 1,5   | 0,47  |
| 8,5          | 1,5   | 0,75                           | 1,12  | 0,38  |
| 7            | 1,5   | 0,51                           | 0,76  | 0,28  |
| 5,5          | 1,5   | 0,09                           | 0,13  | 0,055                                       |
| 4            | 1,5   | 0,06                           | 0,09  | 0,04  |
| 2,5          | 1,5   | 0,03                           | 0,045   | 0,02  |

$$S(H_1) \cdot H_1 / H_1 = 13,085 \cdot 10^6.$$

## 2 - Evacuateur de crue.

### 2-1 But.

L'évacuateur de crue est destiné à protéger le barrage de la submerssion lors des crues exceptionnelles (periode de cent ans) .

La conception d'un ouvrage d'évacuation permet tant d'évacuer les debits de crues sans pour autant endommager par submerssion ou par affouillement les autres ouvrages. Cet ouvrage s'avère donc indispensable.

### 2-2 Choix du type de l'évacuateur.

Le deversoir choisi sera à profil pratique ( Type GREAGER-OFITSEROV) parcequ'il s'adapte le mieux à la lame d'eau de façon à ce que celle-ci ne puisse pas se decoller.

Le profil est obtenu d'après le profil correspondant à la charge  $H = 1$  m déterminé par GREAGER-OFITSEROV.

Pour determiner le profil correspondant à une charge  $H = 1,10$  m ( Dans notre cas ), nous appliquons la loi de similitude de RECH-FROUD. La validité d'une telle loi se trouve justifiée par le fait de l'importance des forces d'inertie et de pesanteur sur les forces de viscosité.

Pour cette raison le profil de coursier pour une charge  $H = 1,0$  m a été adopté.

La solution d'un évacuateur à écoulement libre a été retenue pour des raisons de securité de fonctionnement.

Un tel ouvrage offre également une meilleure reserve de capacité, ce qui est très important en raison des incertitudes hydrologiques d'une part et ne necessite aucun entretien d'autre part.



Le rapport des dimensions lineaires etant constant, nous avons:

$$= H_1/H = X/x \implies X = x.H_1$$

$$= H_1/H = Y/y \implies Y = y.H_1$$

En nous servant des coordonnées x et y correspondantes à la charge H = 1,0 metres, nous traçons le profil de notre deversoir point par point de coordonnées X et Y.

| Profil pour<br>H = 1 m. |       | Profil pour<br>H = 1,1 m. |        |
|-------------------------|-------|---------------------------|--------|
| x                       | y     | X                         | Y      |
| 0,0                     | 0,126 | 0,0                       | 0,138  |
| 0,1                     | 0,036 | 0,11                      | 0,039  |
| 0,2                     | 0,007 | 0,22                      | 0,0077 |
| 0,3                     | 0,00  | 0,33                      | 0,00   |
| 0,4                     | 0,006 | 0,44                      | 0,066  |
| 0,5                     | 0,027 | 0,55                      | 0,029  |
| 0,6                     | 0,06  | 0,66                      | 0,066  |
| 0,7                     | 0,10  | 0,77                      | 0,11   |
| 0,8                     | 0,146 | 0,88                      | 0,160  |
| 0,9                     | 0,196 | 0,99                      | 0,2156 |
| 1,0                     | 0,256 | 1,1                       | 0,281  |

| Profil pour<br>H = 1 m. |       | Profil pour<br>H = 1,1m. |       |
|-------------------------|-------|--------------------------|-------|
| x                       | y     | X                        | Y     |
| 1,1                     | 0,321 | 1,21                     | 0,353 |
| 1,2                     | 0,394 | 1,32                     | 0,432 |
| 1,3                     | 0,476 | 1,43                     | 0,523 |
| 1,4                     | 0,564 | 1,54                     | 0,620 |
| 1,5                     | 0,661 | 1,65                     | 0,727 |
| 1,6                     | 0,764 | 1,76                     | 0,840 |
| 1,7                     | 0,873 | 1,87                     | 0,960 |
| 1,8                     | 0,987 | 1,98                     | 1,085 |
| 1,9                     | 1,108 | 2,09                     | 1,218 |
| 2,0                     | 1,235 | 2,2                      | 1,358 |
| 2,1                     | 1,369 | 2,31                     | 1,506 |

=====  
D I M E N S I O N N E M E N T    D E S    C A N A U X  
=====

C H A P I T R E V

D I M E N S I O N N E M E N T D E S C A N A U X

1- G E N E R A L I T E

Écoulement à surface libre.

Ces écoulements présentent par définition la particularité de comporter une surface libre en contact avec l'air généralement soumise à la pression atmosphérique et dont la forme peut varier, ce qui implique une variation possible de la forme et des dimensions de la section transversale de la masse liquide.

Les écoulements à surface libre en régime permanent peuvent présenter deux aspects:

- Si la pente longitudinale et la section transversale sont constantes tout le long de la masse liquide, le régime est uniforme.
- Dans le cas contraire, le régime est varié.

a - Regime uniforme.

La formule générale de l'écoulement est de la forme:

$$U = C \cdot \sqrt{R \cdot I} \quad ( 1 )$$

Où, U = Vitesse moyenne de l'écoulement.

I = Pente géométrique.

Dans un écoulement à surface libre en régime uniforme la perte de charge par mètre ou pente hydraulique de l'écoulement est égale à la pente géométrique I.

C = Coefficient de CHEZY. Ce coefficient est donné par plusieurs formules, notamment celle de MANNING qui est la plus utilisée.

$$C = \frac{1}{\eta} R^{1/6} \quad ( m^{1/2}/s ) \quad ( 2 )$$

R = Rayon hydraulique, definit par le rapport de la section mouillée au perimetre mouillé.

La section mouillée est la portion de section transversale occupée par le liquide.

Le perimetre mouillé est la longueur de la ligne de contact entre la surface mouillée et le lit du canal.

$$R = S_m / P_m.$$

$\eta$  = Coefficient de rugosité qui depend de la nature des parois du canal.

#### b- Profondeur normale.

On appelle profondeur normale  $h_n$  pour un debit Q et une pente I, la profondeur du courant en regime uniforme.

La profondeur normale  $h_n$  se calcule en associant la formule (1) avec la formule  $Q = S.U$ .

La relation  $Q = S.U = S.C \sqrt{R.I}$  montre que la profondeur normale d'un canal de forme donnée depend de Q et de la rugosité des parois.

Elle montre egalement que le regime n'est possible qu'en canal descendant, c'est à dire (  $I > 0$  ).

$Q = S.C \sqrt{R.I} = f(h_n)$  est la courbe des profondeurs normales.

#### c - Regime permanent varié.

Lorsque les trajectoires des differents filets liquides s'écoulant dans un canal ne sont plus paralleles entre elles nous avons à faire à un mouvement en regime varié. La surface libre et le fond du canal ne sont plus paralleles.

On peut classer les mouvements variés en deux categories:

- Les mouvements graduellement variés dans lesquels les paramètres hydrauliques varient très progressivement d'une section à une autre.
- Les mouvements brusquement variés caractérisés par une variation plus rapide et parfois même discontinue des phénomènes (chutes, rapides, ressaut, etc... ).

La courbe représentant la ligne d'eau d'un tel mouvement est généralement appelée courbe de remous.

Le remous en un point est la différence de  $h - h_n$  entre la hauteur ou la profondeur du courant et la profondeur normale du régime uniforme pour le débit considéré.

L'équation différentielle du mouvement graduellement varié en canal uniforme est:

$$\frac{dh}{ds} = I \cdot \frac{1 - J/I}{1 - \frac{Q^2 \cdot L}{g \cdot S^3}} \quad (4)$$

L'étude de cette équation nous permettra de préciser la forme générale de la ligne d'eau dans le cas du remous.

Dans cette équation, I et Q sont constants et S, L et J sont des fonctions de h puisque J est donnée par la relation:

$$J = \frac{b \cdot Q^2}{R \cdot S^2} \quad (5)$$

#### d- Régime critique

Pour un canal donné la profondeur critique est celle qui correspondra:

Soit au débit maximal pour une énergie spécifique donnée.

Soit à l'énergie spécifique minimale pour un débit donné.

Lorsque la profondeur h prend la valeur de  $h_c$  on dit que le régime critique est atteint.

La relation caractérisant le régime critique a été établie pour un débit maximal et une énergie spécifique donnée; elle est de la forme:

$$\frac{Q^2 \cdot L}{g \cdot S^3} = 1 \quad (6)$$

Compte tenu de la forme géométrique de la section, l'équation (6) est de la forme  $h_c = f(Q)$ . Autrement dit la profondeur critique ne dépend que du débit dans un canal de forme donné.

La hauteur critique est calculée par des méthodes empiriques pour différentes sections.

1 - Section rectangulaire.

$$h_{cb} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q^2}{g \cdot b^2}} \quad (m) \quad (7)$$

2 - Section trapézoïdale.

$$h_{cr} = K \cdot h_{cb(\text{rectangulaire})} \quad (8)$$

$$K = 1 - A/3 + 0,105 \cdot A^2.$$

$$A = \frac{m \cdot h_c(R)}{b} .$$

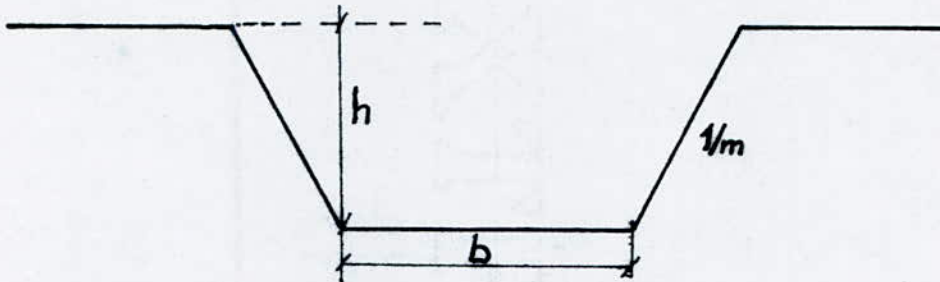
### 3 - Canal principal.

Le canal principal est destiné à transporter le débit d'eau demandé du barrage jusqu'au canal d'amenée.

#### 3-1 Choix du profil.

On opte pour le profil trapezoïdal car il permet d'éviter l'érosion des berges et favorise la stabilité du canal.

C'est le profil le plus utilisé pour les canaux d'irrigation.



#### 3-2 Elements geometriques du canal.

Les éléments géométriques du canal sont:

- La section mouillée qui est égale à  $S_m = (b + m.h)h$ . en ( $m^2$ ).

Où,

$h$  = La profondeur ou la hauteur d'eau appelée parfois tirant d'eau. A moins qu'il n'en soit autrement spécifié, cette profondeur sera conventionnellement la profondeur maximale, elle sera prise égale à 1m.

$b$  = Largeur du fond du canal en ( $m$ ).

$m$  = Pente du talus.

- Le périmètre mouillé  $P_m = b + 2h \sqrt{1 + m^2}$  en ( $m$ ).

#### 3-3 Dimensionnement du canal.

##### 3-3-1 Détermination de la largeur du canal.

Nous déterminerons la largeur du canal en fixant la hauteur maximale ( $h_{max}$ ) à 1 m.

Le debit maximal  $Q_{\max}$  est égal à :  $3,44 \text{ m}^3/\text{s}$  .

Le debit normal est estimé à 85% du debit maximal.

$\eta$  = Coefficient de rugosité qui depend de l'execution de l'ouvrage.

Dans notre cas il prend la valeur de :  $0,0225$ .

$m$  = Pente du talus dont la valeur depend du type de sol. Pour une argile dense  $m = 0,75$ .

$i$  = Pente du canal dont la valeur est de :  $0,00031$ .

#### Methode de calcul pour determiner b.

On procede de la maniere suivante:

On fixe la hauteur et on fait varier la largeur  $b$ . A l'aide de la relation suivante:

$$Q = C.S_m \sqrt{R.i}$$

on calcule le debit correspondant pour chaque valeur de "b".

La valeur de  $b$  à prendre en compte sera celle pour laquelle le debit maximal est atteint.

L'ensemble des resultats est recapitulé dans le tableau N°1.

#### Conclusion :

La largeur correspondante au debit maximal est de  $4,56 \text{ m}$  .



T A B L E A U N° 1

| b<br>(m) | S <sub>m</sub><br>(m <sup>2</sup> ) | P <sub>m</sub><br>(m) | R<br>(m) | R.i    | C<br>(m <sup>0,5</sup> /s) | Q<br>(m <sup>3</sup> /s) |
|----------|-------------------------------------|-----------------------|----------|--------|----------------------------|--------------------------|
| 1        | 1,75                                | 3,5                   | 0,5      | 0,0124 | 39,61                      | 0,859                    |
| 1,2      | 1,95                                | 3,7                   | 0,527    | 0,0127 | 39,85                      | 0,992                    |
| 1,5      | 2,25                                | 4                     | 0,562    | 0,0132 | 40,35                      | 1,198                    |
| 1,75     | 2,5                                 | 4,25                  | 0,588    | 0,0135 | 40,68                      | 1,372                    |
| 2        | 2,75                                | 4,5                   | 0,611    | 0,0137 | 40,93                      | 1,542                    |
| 2,5      | 3,25                                | 5                     | 0,65     | 0,0141 | 41,36                      | 1,89                     |
| 2,9      | 3,65                                | 5,4                   | 0,675    | 0,0144 | 41,58                      | 2,19                     |
| 3        | 3,75                                | 5,5                   | 0,68     | 0,0145 | 41,69                      | 2,26                     |
| 3,75     | 4,25                                | 6                     | 0,70     | 0,0148 | 41,88                      | 2,63                     |
| 3,80     | 4,5                                 | 6,25                  | 0,72     | 0,0149 | 42,07                      | 2,82                     |
| 4        | 4,75                                | 6,5                   | 0,73     | 0,0150 | 42,17                      | 3,00                     |
| 4,5      | 5,25                                | 7                     | 0,75     | 0,0152 | 42,36                      | 3,38                     |
| 4,56     | 5,31                                | 7,06                  | 0,755    | 0,0152 | 42,39                      | 3,43                     |
|          |                                     |                       |          |        |                            |                          |

2-3-2 Calcul de la profondeur normale.

La largeur étant fixée nous donnerons à  $h$  différentes valeurs. Nous dirons que si le débit normal ( $Q_n$ ) varie, la profondeur normale " $h_0$ " varie également dans le même sens. La courbe  $h_0 = f(Q_n)$  a l'allure de la figure N°1. C'est la courbe des profondeurs normales.

T A B L E A U N°2

| $h$<br>(m) | $S_m$<br>(m <sup>2</sup> ) | $P_m$<br>(m) | $R$<br>(m) | $\sqrt{R \cdot i}$ | $C$<br>(m <sup>0,5</sup> /s) | $Q_n$<br>(m <sup>3</sup> /s) |
|------------|----------------------------|--------------|------------|--------------------|------------------------------|------------------------------|
| 0,5        | 2,64                       | 5,81         | 0,42       | 0,011              | 38,48                        | 1,041                        |
| 0,8        | 4,12                       | 6,56         | 0,63       | 0,0139             | 41,15                        | 2,35                         |
| 0,9        | 4,71                       | 6,81         | 0,69       | 0,0146             | 41,78                        | 2,87                         |
| 0,91       | 4,77                       | 6,83         | 0,694      | 0,0148             | 41,88                        | 2,92                         |

Conclusion.

Pour une valeur correspondante au débit normal  $Q_n = 2,92 \text{ m}^3/\text{s}$ , nous obtenons une valeur de la hauteur normale égale à : 0,91m.

2-3-3 Calcul de la ligne de la surface libre.

a) Calcul de la profondeur critique.

Le calcul de la profondeur critique se fait soit à l'aide de l'abaque ( Annexe 1 ) soit à l'aide des formules N°8 de la page 45.

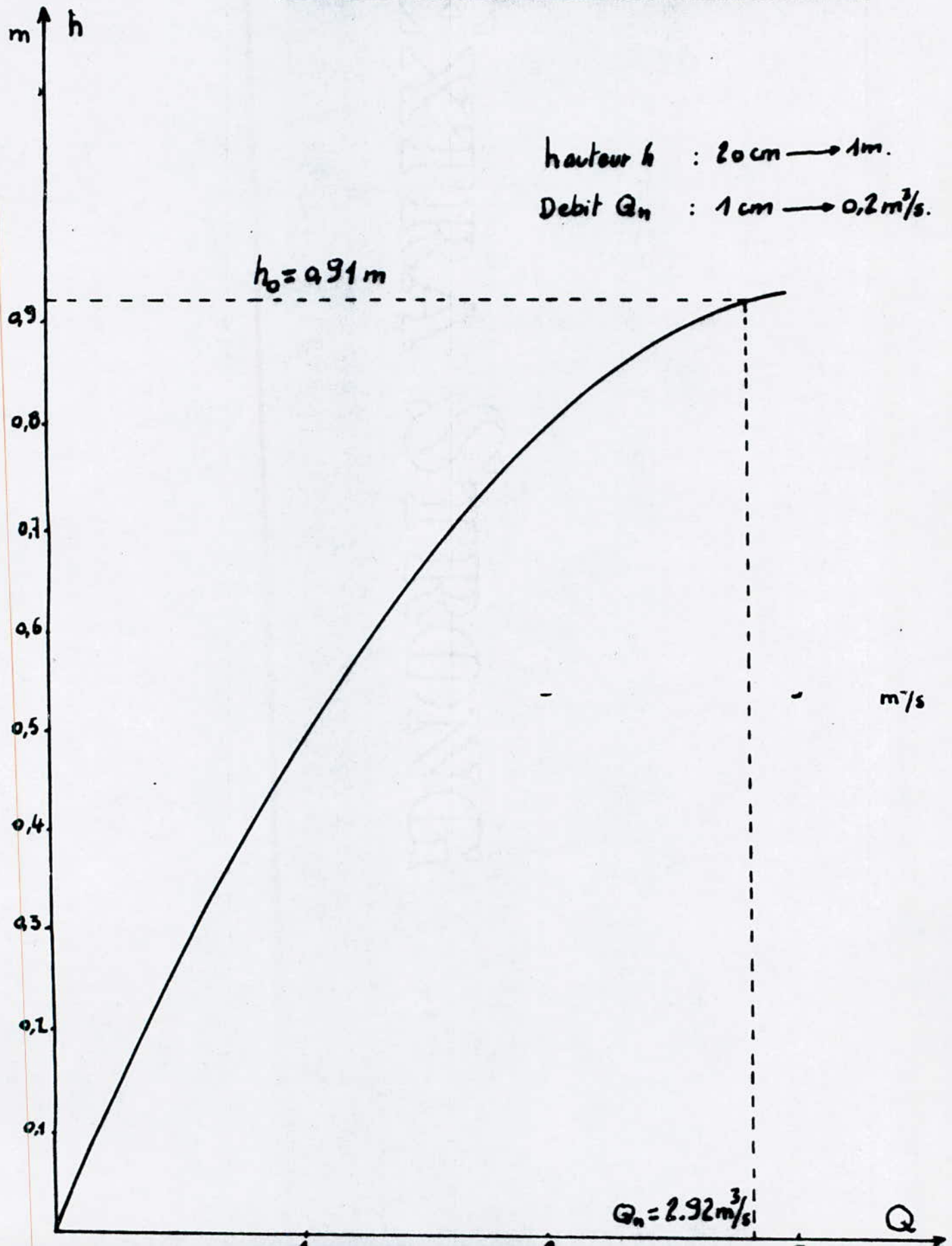
$h_{cb} = 0,354 \text{ m}$

$A = 0,058$

$K = 0,981$

$h_{cr} = 0,347 \text{ m.}$

Courbe des profondeurs normales.



La hauteur normale  $h_0$  est supérieure à  $h_c$  ( $h_0 > h_c$ ), le canal est à pente faible et la courbe de remous est du type M.

Comme la hauteur à l'amont du canal est supérieure à  $h_0$ , la courbe de remous est type M1.

La hauteur initiale à l'amont du remous est prise égale à 1 m et à la fin du remous ( $h_f$ ) égale à  $1,8h_0$ .

C'est cette hauteur ( $h_f$ ) qui sera à l'entrée du régulateur.

b) Calcul du remous.

Pour le tracé de la courbe de remous nous utiliserons la méthode de BACKMETEFF pour  $i > 0$ .

Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la règle établie empiriquement d'après laquelle la débitance  $K = C.S\sqrt{R}$  des profondeurs normales dans la section peut être représentée dans le cas usuel par l'équation:

$$K^2 = S^2.C^2.R = A.h^x.$$

L'exposant  $x$  s'appelle exposant hydraulique.

Procédé de la méthode.

a- Desirant une précision très poussée, on adopte des valeurs différentes de  $x$  pour les divers tronçons du cours d'eau. Entre les deux points limites du tronçon  $x$  a pour expression

$$x = 2 \cdot \frac{\text{Log}(\bar{K}/K_0)}{\text{Log}(\bar{h}/h_0)}$$

L'exposant hydraulique  $x$  est compris entre les valeurs limites :

2,8 et 5,4

$$(2,8 < x < 5,4)$$

b- On calcule les valeurs de la debitance initiale  $K_0$ :

$$K_0 = \frac{Q_n}{i}$$

- On calcule les valeurs de la variable auxiliaire :

$$\eta = \frac{h}{h_0}$$

- On calcule  $j$  au moyen de la relation suivante:

$$j = \alpha \cdot i \cdot C^2 \cdot B / (g \cdot P_m) \text{ avec } B = b + 2m \cdot h$$

c- Au moyen de l'abaque (Annexe 2) suivant que  $\eta > 1$  ou  $\eta < 1$  et pour de valeurs trouvées de  $x$  nous determinerons les valeurs de la fonction  $\Psi(\eta)$ .

$$\Psi(\eta) = \int_0^{\eta} \frac{d\eta}{x + 1} + c^{ste}$$

d- La distance entre les sections 1 et 2 est donnée par

l'expression:

$$l = l_1 - l_0 = \frac{h_0}{i} \left[ (\eta_1 - \eta_0) - (1 - \bar{j}) [\Psi(\eta_1) - \Psi(\eta_0)] \right]$$

Les resultats sont recapitulés dans le tableau N° 3.

Conclusion:

La longueur du canal principal est 1149 m pour une profondeur de 1,64 m.

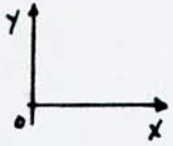
### Calcul de remous pour $i > 0$

| $h$<br>(m) | $S_m$<br>( $^2$ ) | $P_m$<br>(m) | $R$<br>(m) | $C$<br>$m^{0.5}$ | $B$<br>(m) | $K$<br>( $m^3/m$ ) | $\bar{K}$<br>( $m^3/m$ ) | $J$   | $\bar{J}$ | $1-\bar{J}$ | $x$ | $\eta$ | $\Delta\eta$ | $y(\eta)$ | $\Delta y(\eta)$ | $\Delta l$<br>(m) |
|------------|-------------------|--------------|------------|------------------|------------|--------------------|--------------------------|-------|-----------|-------------|-----|--------|--------------|-----------|------------------|-------------------|
| 1,00       | 5,31              | 7,06         | 0,75       | 42,36            | 6,06       | 194,8              |                          | 0,053 |           |             |     | 1,09   |              | 0,527     |                  |                   |
|            |                   |              |            |                  |            |                    | 229,00                   |       | 0,053     | 0,947       | 3,4 |        | 0,22         |           | 0,499            | 741,36            |
| 1,20       | 6,55              | 7,56         | 0,86       | 43,34            | 6,36       | 263,25             |                          | 0,054 |           |             |     | 1,31   |              | 1,026     |                  |                   |
|            |                   |              |            |                  |            |                    | 282,75                   |       | 0,054     | 0,946       | 3,4 |        | 0,11         |           | 0,186            | 193,6             |
| 1,30       | 7,19              | 7,81         | 0,92       | 43,83            | 6,51       | 302,26             |                          | 0,055 |           |             |     | 1,42   |              | 1,212     |                  |                   |
|            |                   |              |            |                  |            |                    | 326,4                    |       | 0,055     | 0,945       | 3,4 |        | 0,14         |           | 0,177            | 80,03             |
| 1,42       | 7,98              | 8,11         | 0,98       | 44,29            | 6,69       | 349,88             |                          | 0,056 |           |             |     | 1,56   |              | 1,389     |                  |                   |
|            |                   |              |            |                  |            |                    | 371,19                   |       | 0,056     | 0,944       | 3,4 |        | 0,11         |           | 0,125            | 24,48             |
| 1,52       | 8,66              | 8,36         | 1,03       | 44,66            | 6,84       | 392,51             |                          | 0,057 |           |             |     | 1,67   |              | 1,514     |                  |                   |
|            |                   |              |            |                  |            |                    | 419,57                   |       | 0,057     | 0,943       | 3,4 |        | 0,13         |           | 0,178            | 111,11            |
| 1,64       | 9,49              | 8,66         | 1,09       | 45,08            | 7,02       | 446,64             |                          |       |           |             |     | 1,80   |              | 1,692     |                  |                   |

$$\sum \Delta l = 1149 \text{ m}$$

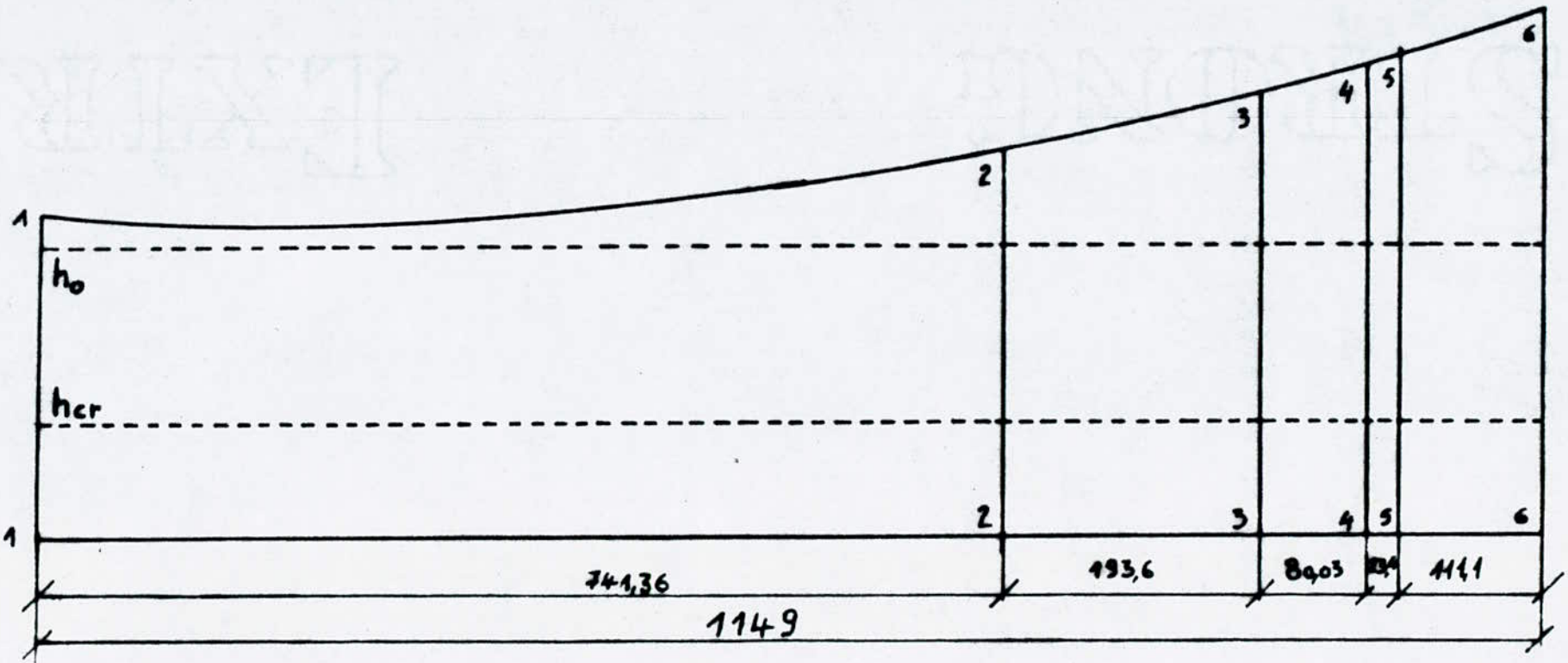
Tableau N° 3

# Courbe de remous



$x : 0,02 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ m}$

$y : 5 \text{ cm} \rightarrow 1 \text{ m}$



2-3-4 - Verification à l'affouillement.

Definition:

L'affouillement est l'érosion du fond et des parois des canaux.

Afin d'éviter ce phénomène on ne doit pas avoir une vitesse d'écoulement supérieure à la vitesse maximale admissible à l'affouillement.

a) Calcul de la vitesse d'écoulement.

D'après l'équation du débit nous avons l'expression de la vitesse:

$$U = C \sqrt{R.i}$$

Nous prendrons les valeurs du coefficient de CHEZY et  $\sqrt{R.i}$  correspondantes au débit maximum. (voir tableau N° 1).

Soit  $U = 0,64$  m/s.

La vitesse admissible pour l'argile dense est:  $V_{adm} = 0,75$  m/s.

$$\text{Soit } U = 0,64 \text{ m/s} < V_{adm} = 0,75 \text{ m/s.}$$

b) Conclusion.

Le calcul a montré que nous n'avons pas le risque d'affouillement mais un revêtement est toujours nécessaire, il facilite en outre l'écoulement dans le canal.

Le revêtement le plus économique est réalisé en béton de ciment.

Ce type de revêtement a en effet un domaine d'utilisation très large, il convient pour toutes tailles de canaux, toute conditions topographiques et climatiques d'exploitation.



## 2'- Calcul du canal d'amenée.

Le canal d'amenée est utilisé pour amener l'eau aux canaux de distribution.

### 2'-1 Caractéristique du canal.

Les caractéristiques du canal sont:

- Debit  $Q_{\max} = 3,44 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Profondeur d'eau à l'entrée du canal  $h = 1,4 \text{ m}$ .
- Pente du talus  $m = 0,57$
- Coefficient de rugosité =  $0,0225$  (Ouvrage moyen).
- Pente du canal  $i = 0$ .

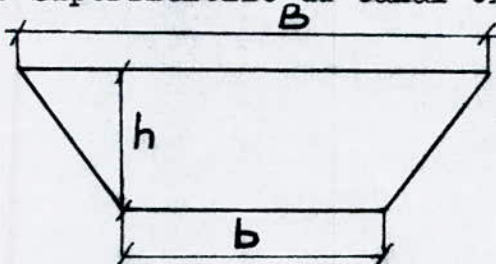
### 2'-2 Verification du regime d'écoulement dans le canal.

Pour la verification du regime d'écoulement dans le canal on introduit le terme cinétique appelé nombre de FROUDE noté "Fr" et qui représente le rapport de la vitesse moyenne du courant à la vitesse de propagation d'une onde superficielle infiniment petite le long du courant considéré.

$$Fr = \frac{\alpha \cdot Q_{\max}^2 \cdot B}{g \cdot S \cdot m^3}$$

Avec  $B = b + 2m \cdot h$  exprimée en metres.

$b$  = Largeur superficielle du canal exprimée en metres.



### 2'-3 Determination de la largeur du canal.

Nous cherchons le debit maximum pour une section donnée et pour un périmetre mouillé minimum, on écrit alors:

$$\frac{dP}{dh} = 0.$$

$$P_m = b + 2h \sqrt{1 + m^2} \quad (1)$$

$$S_m = b \cdot h + m \cdot h^2 \quad (2)$$

En derivant les expressions (1) et (2) et en les égalisant à zéro, nous obtenons:

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1 + m^2} - m)$$

$$b = 1,62 m.$$

Le nombre de FROUDE  $Fr = 0,20 < 1$

Conclusion: Le régime dans le canal est fluvial.

#### 2-4 Détermination de la hauteur critique.

Le calcul de la hauteur critique se fera par deux méthodes:

- Analytique.
- utilisation de l'abaque. ( Annexe 1 ).

a) Méthode analytique:

$$h_{cr} = K \cdot h_{cb}(\text{rectangle})$$

$$h_{cb} = \sqrt[3]{\frac{\alpha \cdot Q_{max}^2}{g \cdot b^2}}$$

$$h_{cb} = 0,77 m.$$

$$K = 1 - A/3 + 0,105A^2.$$

$$A = 0,27 \text{ et } K = 0,91.$$

$$h_{cr} = 0,70 m.$$

=====

b) Utilisation de l'abaque.

En vérifiant sur l'abaque nous trouvons que:

$$x = \frac{\alpha Q_{max}^2}{g \cdot b^5} = 2,1.$$

Nous savons que:  $x = b/h_{cr}$ . De là nous déterminons  $h_{cr}$ .

$$h_{cr} = 0,70 m.$$

=====

2-5 Calcul de la surface libre du courant dans le canal d'amenée.

Pour la détermination de la forme de la surface libre du canal, nous utilisons la méthode de BACKMETEFF.

Pour un canal horizontal dont la pente  $i$  est nulle, le régime fluvial et le nombre de FROUDE inférieur à l'unité, nous aurons à faire à une courbe de décue.

La détermination de la variable auxiliaire " $\eta$ " est rapportée à la profondeur réelle et à la profondeur critique car la profondeur normale dans ce cas est infinie.

Procédé de la méthode.

On calcule l'ensemble des facteurs suivants:

- La débitance critique.

$$K_{cr} = S_{cr} \cdot C_{cr} \cdot \sqrt{R_{cr}} .$$

- La pente critique.

$$i_{cr} = \frac{Q^2}{K_{cr}^2} .$$

La variable auxiliaire  $\eta_{cr}$ .

$$\eta_{cr} = \frac{h}{h_{cr}} .$$

$$j_{cr} = \frac{\alpha \cdot i_{cr}^2 \cdot B}{g \cdot P_{cr}}$$

$$x = 2 \cdot \frac{\text{Log} \bar{K} / K_{cr}}{\text{Log} \bar{h} / h_{cr}}$$

- La fonction  $\psi(\eta_{cr})$  qui est calculée d'après la relation

$$\varphi(\eta_{cr}) = \frac{\eta_{cr}^{x+1}}{x+1} - \eta_{cr}$$

- La distance entre deux sections qui est exprimée par la relation.

$$l_{1-2} = -\frac{h_{cr}}{i_{cr}} \left[ (\bar{j}_{cr} - 1)(\eta_{cr2} - \eta_{cr1}) - [\varphi(\eta_{cr2}) - \varphi(\eta_{cr1})] \right]$$

$$R_{cr} = 0,43 \text{ m.}$$

$$S_{cr} = 1,41 \text{ m}^2.$$

$$P_{cr} = 3,23 \text{ m.}$$

$$C_{cr} = 38,70 \text{ m}^{0,5}/\text{s.}$$

$$K_{cr} = 35,70 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$i_{cr} = 0,0092.$$

Conclusion:

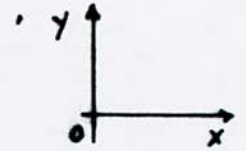
La longueur du canal est de 237 m et la profondeur de 1 m.

# Calcul de la forme de la surface libre pour $i = 0$ du canal d'amenée

| h   | S                 | P    | R    | C                   | K                   | B    | $\bar{K}$          | j     | $\bar{j}$ | $\bar{j} - 1$ | $\eta_{cr}$ | x   | $\Delta\eta_{cr}$ | $\psi(\eta_{cr})$ | $\Delta\psi(\eta_{cr})$ | $\Delta l$ |
|-----|-------------------|------|------|---------------------|---------------------|------|--------------------|-------|-----------|---------------|-------------|-----|-------------------|-------------------|-------------------------|------------|
| (m) | (m <sup>2</sup> ) | (m)  | (m)  | (m <sup>0,5</sup> ) | (m <sup>3</sup> /s) | (m)  |                    |       |           |               |             |     |                   |                   |                         |            |
| 1,4 | 3,24              | 4,84 | 0,67 | 41,6                | 110,32              | 3,21 |                    | 1,158 |           |               | 2,00        |     |                   | 2,79              |                         |            |
|     |                   |      |      |                     |                     |      | 106,74             |       | 1,164     | 0,164         |             | 3,4 | -0,15             |                   | -1,24                   | 94,53      |
| 1,3 | 3,06              | 4,61 | 0,66 | 41,5                | 103,16              | 3,10 |                    | 1,171 |           |               | 1,85        |     |                   | 1,55              |                         |            |
|     |                   |      |      |                     |                     |      | 96,23              |       | 1,185     | 0,185         |             | 3,3 | -0,14             |                   | -0,852                  | 64,25      |
| 1,2 | 2,76              | 4,38 | 0,62 | 41,1                | 89,31               | 2,98 |                    | 1,200 |           |               | 1,71        |     |                   | 0,698             |                         |            |
|     |                   |      |      |                     |                     |      | 83,26              |       | 1,175     | 0,175         |             | 3,4 | -0,14             |                   | -0,615                  | 45,92      |
| 1,1 | 2,47              | 4,15 | 0,59 | 40,7                | 77,21               | 2,87 |                    | 1,150 |           |               | 1,57        |     |                   | 0,083             |                         |            |
|     |                   |      |      |                     |                     |      | 71,33 <sup>0</sup> |       | 1,145     | 0,145         |             | 3,4 | -0,15             |                   | -0,433                  | 31,98      |
| 1,0 | 2,19              | 3,92 | 0,55 | 40,3                | 65,45               | 2,76 |                    | 1,14  |           |               | 1,42        |     |                   | 0,35              |                         |            |

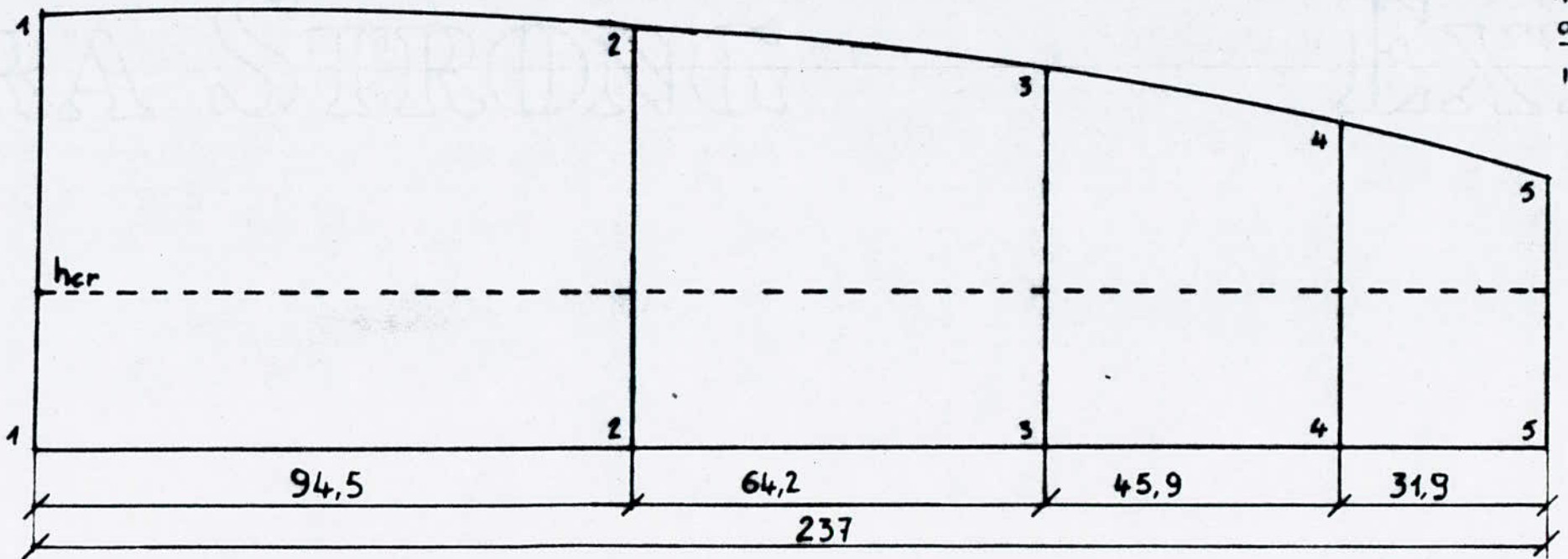
Tableau N°4

# Courbe de décrue



X : 0,1cm  $\rightarrow$  1m

Y : 5cm  $\rightarrow$  1m



### 3 - Canal de fuite.

Le canal de fuite sert à évacuer l'eau vers la rivière en cas de dommage sur les canaux de distribution.

#### 3-1 Caractéristiques du canal.

Les caractéristiques du canal sont:

- Profil trapezoidal
- Pente du canal  $i = 0,00042$
- rugosité des parois =  $0,0225$ . (ouvrage moyen).
- Pente du talus  $m = 1$
- Vitesse admissible  $V_{adm} = 1,4$  m/s. Choisie à partir de la valeur de la pente du talus.
- Debit maximal  $Q_{max} = 3,44$  m<sup>3</sup>/s.

#### 3-2 Verification à l'affouillement.

Pour le calcul de la vitesse d'écoulement dans le canal nous utiliserons les expressions suivantes.

$$Q = C.S_m.\sqrt{R.i} \quad (1)$$

$$V = C.\sqrt{R.i} \quad (2)$$

$$C = 1/\eta.R^{1/6}$$

$$Q = V.S \quad \implies \quad V = Q/S.$$

La vitesse admissible dans le canal est donnée par la formule (2).

Nous calculons à partir du tableau de l'annexe 3, le rayon admissible en fonction de  $C\sqrt{R}$ .

La valeur de  $C\sqrt{R}$  est calculée à partir de l'expression:

$$C\sqrt{R} = \frac{V_{adm}}{\sqrt{i}}$$

$$C\sqrt{R} = 68,31$$

$$\text{soit } R_{\text{adm}} = 2,2$$

On doit choisir un rayon hydraulique inferieur au rayon admissible.

$$R < R_{\text{adm}}$$

On choisira pour R la valeur: 1,35 m

### 3-3 Determination de la hauteur du canal.

La section du canal est calculée à partir de l'expression (1).

$$S_m = 3,44 \text{ m}^2$$

Pour une largeur du canal b choisie égale à: 3,5 m, nous obtenons:

$$h^2 + 2h - 3,44 = 0 \quad (3)$$

à partir de l'expression  $(b + m \cdot h)h = S_m$ .

La resolution de l'equation (3) donne  $h = 0,80 \text{ m}$ .

$$h = 0,80 \text{ m}$$

$$b = 3,5 \text{ m}$$

La vitesse d'écoulement est égale à  $V = 1 \text{ m/s}$ .

$$\text{Soit, } V_{\text{adm}} < V_{\text{ecoulement}}$$

La vitesse admissible est superieure à la vitesse d'écoulement donc il n'y'a pas de risque d'affouillement du canal.

### 3-4 Determination de la profondeur critique.

D'après l'abaque ( Annexe 1 ), on determine  $h_{\text{cr}}$ .

$$x = \frac{\alpha Q_{\text{max}}^2}{g \cdot b^5} = 0,002$$

$$m = 1. \quad x = 0,002. \quad x = B/h_{\text{cr}} \cdot \text{====} \quad h_{\text{cr}} = 0,43 \text{ m}.$$

$$h_{\text{cr}} = 0,43 \text{ m}$$

=====



LEXTEL

=====

R E G U L A T E U R S

=====

A STURDINE

C H A P I T R E VI

=====

REGULATEURS

=====

1 - Introduction.

Les regulateurs sont des ouvrages hydrotechniques qui sont frequemment utilisés pour le réglage du debit dans le canal principal ou pour l'évacuation de l'eau, dans ce dernier cas on les appelle ecluse de décharge.

L'ouvrage est installé au debut du canal d'amenée.

On distingue trois type de régulateurs:

- Les régulateurs ouverts
- Les régulateurs tubulaires
- Les régulateurs à diaphragme.

Nous installerons un régulateur ouvert à la fin du canal principal.

2 - Organes composant le régulateur.

Le régulateur ouvert comprend les organes suivants:

- Le flutbete.
- Les vannes.
- Les culés.
- Les joints constructifs.
- Les piles.

La planche N° 3 represente l'ensemble de ces organes.

Les vannes plates sont utilisées pour obstruer les orifices du régulateur ouvert.

Le materiau utilisé pour son execution est le beton.

### 3 - Determination de la largeur du regulateur.

L'écoulement à travers un regulateur est identique à celui d'un deversoir noyé à seuil épais. Nous utiliserons donc la formule qui regit cet écoulement.

$$Q = \sigma_n \cdot m \cdot b \cdot H_0^{3/2} \cdot \sqrt{2g}$$

Avec  $H_0$  = Charge du regulateur donnée par l'expression ci-dessous.

$$H_0 = H + \frac{\alpha V^2}{2g}$$

H = Hauteur finale du remous dans le canal principal

H = 1,64 m.

V = Vitesse d'approche en ( m/s ).

$\alpha$  = Coefficient de Coriolis.

g = Accelération de la pesanteur.

m = Coefficient de debit donné par l'expression:

$$m = 0,30 + 0,08 \cdot \frac{b \cdot H}{S_{\text{amont}}}$$

$S_{\text{amont}}$  = Surface à l'amont du regulateur .

$$S_{\text{amont}} = H(b + m \cdot H).$$

b = Largeur du regulateur en ( m ).

$\sigma_n$  = Coefficient de noyage.

$$\sigma_n = f\left(\xi = \frac{b \cdot \xi}{S_{\text{aval}}}, \frac{\xi}{H_0}\right).$$

$\xi$  = Profondeur à l'aval du regulateur. Elle est prise égale à 1,4 m.

= Difference entre la hauteur amont et aval du regulateur.

$$= H_{\text{amont}} - H_{\text{aval}} = 1,64 - 1,4 = 0,24 \text{ m.}$$

Le coefficient de noyage  $\sigma_n$  est different de l'unité: le deversoir est noyé.

$S_{\text{aval}}$  = Section d'écoulement à l'aval du regulateur.

$$S_{\text{aval}} = (b + m_{\text{aval}} \cdot \xi) \xi$$

De l'expression du debit nous tirons:

$$C_{n.m.b} = \frac{Q_{\text{max}}}{\sqrt{2g \cdot H_0} \cdot 372}$$

On calcule la largeur du regulateur "b" en traçant le graphe

$$C_{n.b.m} = f(b).$$

$$\xi/H_0 = 0,847.$$

$$\xi = \frac{b \cdot \xi}{S_{\text{aval}} (b_{\text{aval}} + m_{\text{aval}} \cdot \xi)}$$

$\xi$  = Coefficient qui depend du degré d'élargissement du courant après le passage du deversoir.

$C_n$  = Est fonction de  $\xi$  et  $\xi/H_0$  (Voir annexe 5).

$$C_{n.b.m} = 0,30$$

Tableau des resultats.

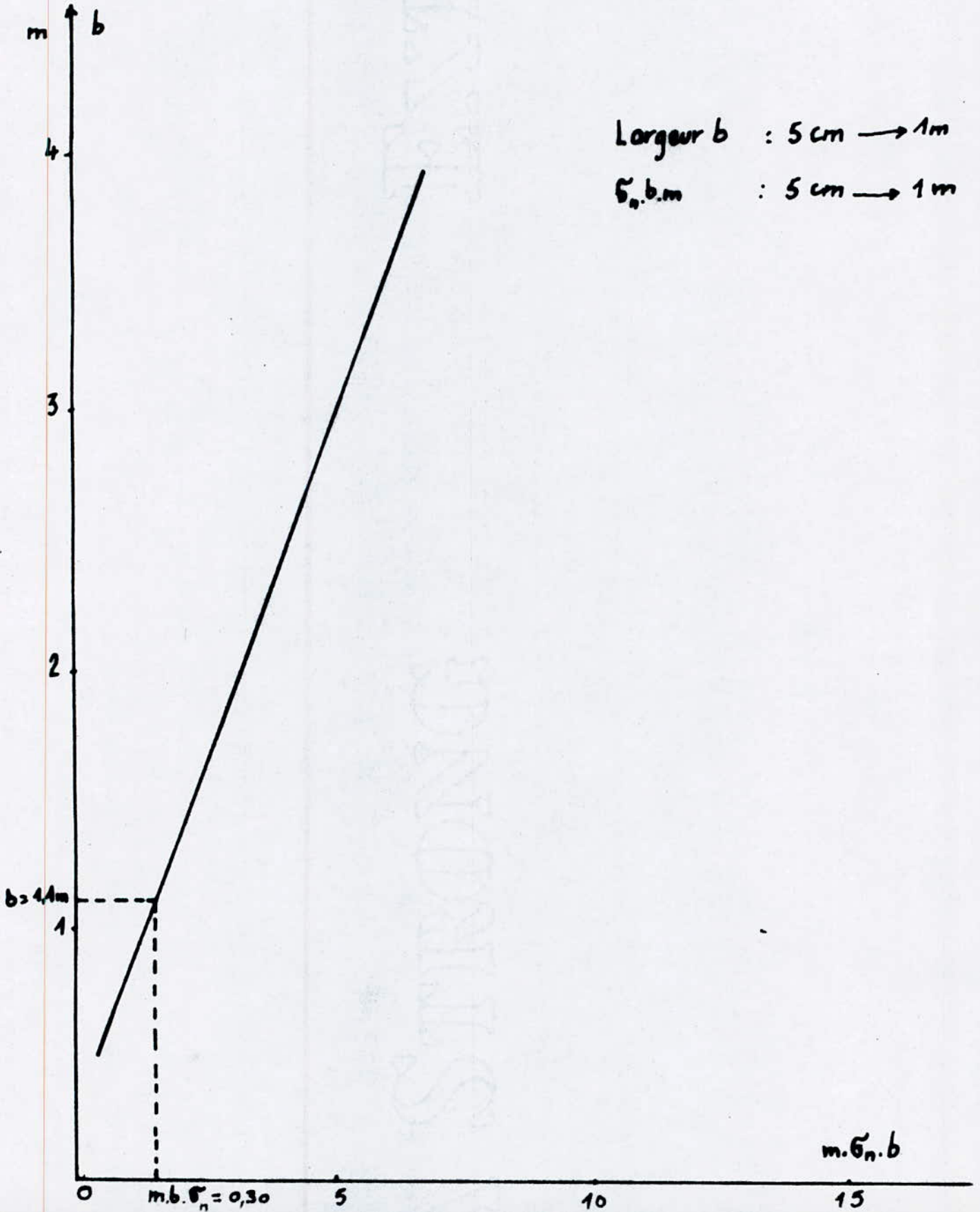
| b (m) | $\xi$ | m     | $\xi/H_0$ | $C_n$ | $C_{n.m.b}$ |
|-------|-------|-------|-----------|-------|-------------|
| 1     | 0,15  | 0,313 | 0,847     | 0,89  | 0,278       |
| 1,1   | 0,16  | 0,315 | 0,847     | 0,89  | 0,303       |
| 1,20  | 0,1   | 0,316 | 0,847     | 0,89  | 0,334       |
| 1,29  | 0,19  | 0,317 | 0,847     | 0,89  | 0,363       |
| 1,3   | 0,19  | 0,318 | 0,847     | 0,89  | 0,367       |
| 1,5   | 0,23  | 0,322 | 0,847     | 0,99  | 0,491       |

Conclusion: Pour  $C_{n.b.m} = 0,30$  nous deduisons d'après le tableau la largeur du regulateur  $b = 1,10$  m.

$$b = 1,10 \text{ m}$$

=====

- 67 -  
Courbe  $\sigma_n \cdot m \cdot b = f(b)$ .



STROUNG

=====  
P A R T I T E U R S  
=====

EXTER

=====  
C H A P I T R E        V I I  
=====  
L E S    P A R T I T E U R S  
=====

L'eau amenée au point haut du perimetre à irriguer est véhiculée dans le canal d'amenée, lequel alimente le reseau de canaux de distribution. Pour repartir l'eau entre les differents points de besoin avec des debits adequat, il est necessaire d'installer des appareils de partage de debit: Les partiteurs.

Le partiteur est un appareil dont la propriété est de partager le debit fournit par un canal dans un rapport déterminé et toujours le même.

Les canaux de distribution auront des debits differents pour une hauteur d'eau constante et des largeurs differentes.

Le calcul donne pour les distributeurs N°1 et N°2 les debits suivants:

$$Q_1 = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}.$$

=====

$$Q_2 = 1,94 \text{ m}^3/\text{s}.$$

=====

1 - Dimensionnement du partiteur.

Le tirant d'eau dans les canaux de distribution est constant et égal à  $h = 1 \text{ m}$ .

1-1 Calcul de la largeur  $b_1$

a) Caracteristiques des distributeurs N°1 et N°2.

Distributeur N°1.

$\eta = 0,017$   
 $i = 0,00031$   
 $m = 1,5$

Distributeur N°2

$\eta = 0,017$   
 $i = 0,00042$   
 $m = 1,5$

Nous avons:

$$S = \text{Section mouillée en } m^2.$$

$$S = b_1 \cdot h + m \cdot h^2 / 2.$$

$$P = \text{Perimetre mouillé en } m.$$

$$P = b_1 + h(\sqrt{1 + m^2} + 1).$$

En remplaçant dans l'expression :

$$\frac{\eta \cdot Q_1}{\sqrt{i}} = \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}}$$

S et P par leur relation respective, on obtient:

$$\frac{\eta \cdot Q_1}{\sqrt{i}} = \frac{(b_1 \cdot h + m \cdot h^2 / 2)^{5/3}}{(b_1 + h \cdot \sqrt{1 + m^2} + 1)^{2/3}}$$

La resolution de cette équation donne:

$$\underline{\underline{b_1 = 1,485 \text{ m} .}}$$

### 1-2 Calcul de la largeur $b_2$

Le même procédé de calcul donne pour  $b_2$  la valeur suivante:

$$\underline{\underline{b_2 = 1,70 \text{ m} .}}$$



=====  
L E S C H U T E S  
=====

C H A P I T R E    V I I I  
 =====  
 L E S    C H U T E S  
 =====

1 - Introduction

Souvent par suite d'un excès de pente du terrain on est amené à fractionner le parcours du canal de fuite en biefs successifs à pente faible et à les relier entre eux par des chutes.

L'entrée de la chute peut être exécutée comme un deversoir à seuil pratique.

2 - Calcul de la largeur des chutes.

Le calcul hydraulique consiste à la détermination de la largeur des chutes. Ce calcul est identique à celui d'un deversoir.

$$Q = Q_{\max} = 3,44 \text{ m}^3/\text{s}.$$

P = Chute totale de valeur 4,5 m.

n = Nombre de chutes intermédiaires.

Dans le canal de fuite la hauteur d'eau est  $h = 0,8 \text{ m}$  ; sa largeur est  $b = 3,5 \text{ m}$ .

La pente du talus  $m = 1$ .

L'expression du débit max est:

$$Q_{\max} = m \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$$

$H_0$  = Charge totale sur le seuil du deversoir.

$$H_0 = h = 0,80 \text{ m}.$$

m = Coefficient de débit.

$$m = 0,3 + 0,08 \cdot \frac{b \cdot h}{S_{\text{amont}}}$$

$S_{\text{amont}}$  = Section en amont de la chute.

$$S_{\text{amont}} = (b + m \cdot h)h = (3,5 + 1 \cdot 0,80) \cdot 0,80$$

$$S_{\text{amont}} = 3,44 \text{ m}^2.$$

$$m = 0,3 + 0,01b = f(b).$$

$$m = f(b).$$

$$Q_{\max} = (0,3 + 0,01b) \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}.$$

soit en divisant les deux membres de l'égalité par:  $\sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}$

$$\frac{Q_{\max}}{\sqrt{2g} \cdot H_0^{3/2}} = (0,3 + 0,01b)b.$$

$$\text{soit donc : } 0,3b + 0,01b^2 = 1,08.$$

La résolution de cette équation nous donne:

$$b = 3,02 \text{ m.}$$

$$m = 0,35.$$

### 3 - Calcul de la hauteur de chutes intermédiaires.

Nous avons  $P_1 = P/n$

Avec  $P = 4,5 \text{ m}$ , et  $n = 2$

Soit  $P_1 = 4,5 : 2 = 2,25 \text{ m}$

#### 3-1 Calcul des profondeurs contractées.

Le calcul des profondeurs contractées ( Première profondeur contractée et deuxième profondeur contractée ) se fait à l'aide de la méthode d'AGROSKINE.

#### Procédé de la méthode.

#### - Calcul de la fonction auxiliaire.

$$\Phi(\tau_{cr}) = \frac{q}{\psi \cdot E_0^{3/2}}$$

Où,

$q =$  Debit spécifique.

$$q = Q/b$$

$$Q = 3,44 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$b = 3,02 \text{ m}.$$

$$q = 1,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

$E_0$  = Energie specifique.

$$E_0 = P_1 + H_0.$$

$$P_1 = 2,25 \frac{m \cdot V_0^2}{\alpha}$$

$$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$$

$V_0$  = Vitesse d'arrivée de l'eau au deversoir.

$$V_0 = \frac{Q_{max}}{S_{amont}} = \frac{3,44}{3,44} = 1 \text{ m/s.}$$

$$E_0 = 3,12 \text{ m.}$$

$$\Phi(\tau_{cr}) = \frac{q}{\varphi \cdot E_0} = \frac{372}{\varphi \cdot 3,12}$$

$\varphi$  = Coefficient du debit = 0,90

$$\Phi(\tau_{cr}) = 0,230$$

A l'aide du tableau N° 4 ,on determine pour la valeur calculée  $\Phi(\tau_{cr})$  et le coefficient du debit donné, les valeurs de  $\tau'_{cr}$  et  $\tau''_{cr}$  .

$$\text{Soit } - \tau'_{cr} = 0,055$$

$$- \tau''_{cr} = 0,3838$$

- Calcul des valeurs de  $h'_{cr}$  et  $h''_{cr}$  .

$$h'_{cr} = \tau'_{cr} \cdot E_0$$

$$h''_{cr} = \tau''_{cr} \cdot E_0$$

$$\underline{\underline{h'_{cr} = 0,170}}$$

$$\underline{\underline{h''_{cr} = 1,189}}$$

- Verification du type de ressaut.

$$a = h''_{cr} - h'_{cr}$$

$$a = 1,189 - 0,170 = 1,019$$

$a > h'_{cr}$  donc nous avons un ressaut parfait.

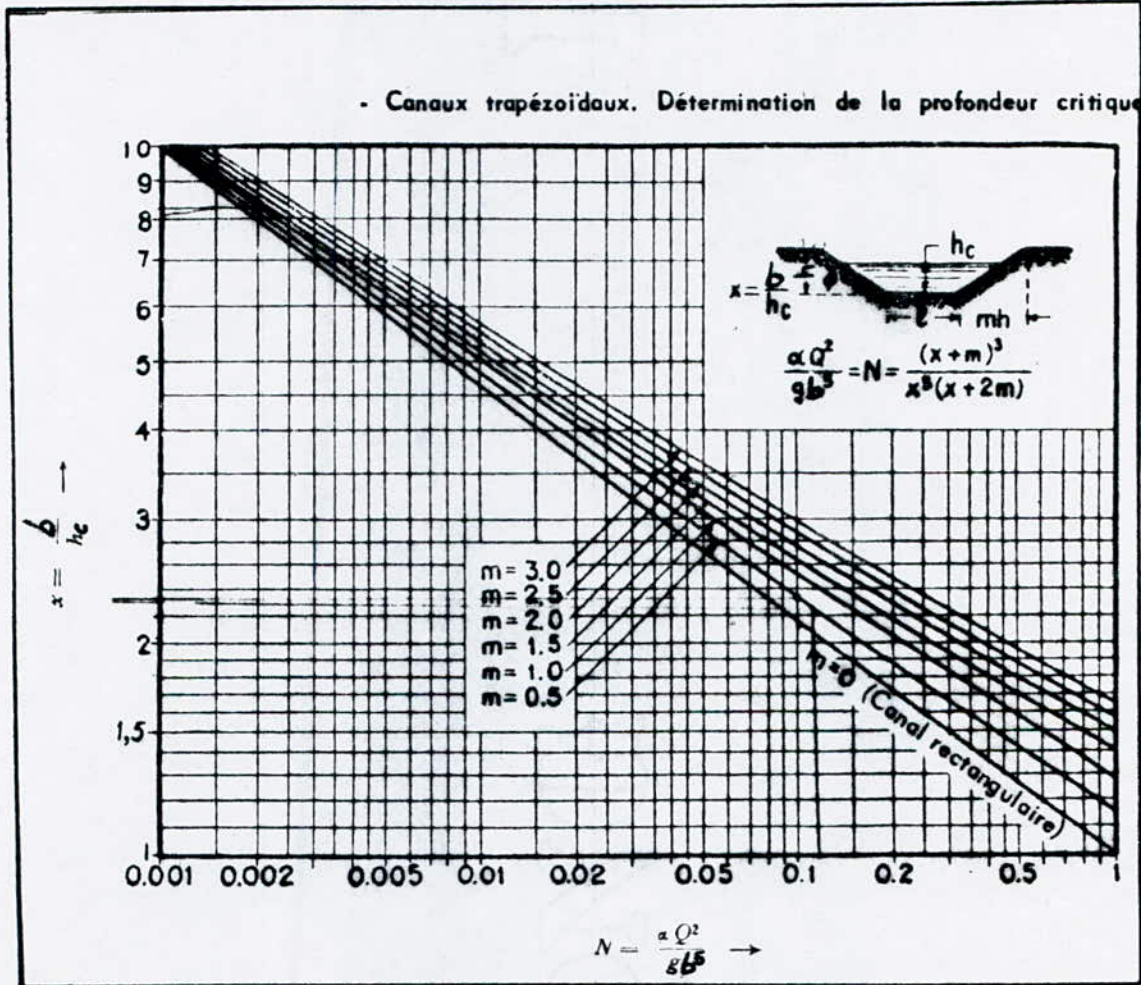
=====

A N N E X E S

=====

A N N E X E 1

- Canaux trapézoïdaux. Détermination de la profondeur critique



A N N E X E 2

- Courbes de remous - Méthode de Bakhmeteff  
Valeurs de  $B(\eta)$

| $n > 1$ |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |           |
|---------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $\eta$  | $n = 2,8$ | $n = 3,0$ | $n = 3,2$ | $n = 3,4$ | $n = 3,6$ | $n = 3,8$ | $n = 4,0$ | $n = 4,2$ | $n = 4,6$ | $n = 5,0$ | $n = 5,4$ |
| 1,001   | 2,399     | 2,184     | 2,008     | 1,856     | 1,725     | 1,610     | 1,508     | 1,417     | 1,264     | 1,138     | 1,033     |
| 005     | 1,818     | 1,649     | 1,506     | 1,384     | 1,279     | 1,188     | 1,107     | 1,030     | 0,915     | 0,817     | 0,737     |
| 010     | 572       | 419       | 291       | 182       | 089       | 007       | 0,936     | 1,873     | 766       | 681       | 610       |
| 015     | 428       | 286       | 166       | 065       | 0,978     | 0,902     | 836       | 778       | 680       | 602       | 537       |
| 020     | 327       | 191       | 078       | 0,982     | 900       | 828       | 766       | 711       | 620       | 546       | 486       |
| 1,03    | 1,186     | 1,060     | 0,955     | 0,866     | 0,790     | 0,725     | 0,668     | 0,618     | 0,535     | 0,469     | 0,415     |
| 01      | 086       | 0,967     | 868       | 785       | 714       | 653       | 600       | 554       | 477       | 415       | 365       |
| 05      | 010       | 806       | 802       | 723       | 656       | 598       | 548       | 504       | 432       | 374       | 328       |
| 06      | 0,948     | 838       | 748       | 672       | 608       | 553       | 506       | 464       | 390       | 342       | 298       |
| 07      | 896       | 790       | 703       | 630       | 569       | 516       | 471       | 431       | 366       | 315       | 273       |
| 1,08    | 0,851     | 0,749     | 0,665     | 0,595     | 0,535     | 0,485     | 0,441     | 0,403     | 0,341     | 0,292     | 0,252     |
| 09      | 812       | 713       | 631       | 563       | 506       | 457       | 415       | 379       | 319       | 272       | 234       |
| 10      | 777       | 681       | 601       | 536       | 480       | 433       | 392       | 357       | 299       | 254       | 218       |
| 11      | 746       | 652       | 575       | 511       | 457       | 411       | 372       | 338       | 282       | 239       | 204       |
| 12      | 718       | 626       | 551       | 488       | 436       | 392       | 354       | 321       | 267       | 225       | 192       |
| 1,13    | 0,692     | 0,602     | 0,529     | 0,468     | 0,417     | 0,374     | 0,337     | 0,305     | 0,253     | 0,212     | 0,181     |
| 14      | 669       | 581       | 509       | 450       | 400       | 358       | 322       | 291       | 240       | 201       | 170       |
| 15      | 647       | 561       | 490       | 432       | 384       | 343       | 308       | 278       | 229       | 191       | 161       |
| 16      | 627       | 542       | 473       | 417       | 369       | 329       | 295       | 266       | 218       | 181       | 153       |
| 17      | 608       | 525       | 458       | 402       | 357       | 317       | 283       | 255       | 208       | 173       | 145       |
| 1,18    | 0,591     | 0,509     | 0,443     | 0,388     | 0,343     | 0,305     | 0,272     | 0,244     | 0,199     | 0,165     | 0,138     |
| 19      | 574       | 494       | 429       | 375       | 331       | 294       | 262       | 235       | 191       | 157       | 131       |
| 20      | 559       | 480       | 416       | 363       | 320       | 283       | 252       | 226       | 183       | 150       | 125       |
| 22      | 531       | 454       | 392       | 341       | 299       | 264       | 235       | 209       | 168       | 138       | 114       |
| 24      | 505       | 431       | 371       | 322       | 281       | 248       | 219       | 195       | 156       | 127       | 104       |
| 1,26    | 0,482     | 0,410     | 0,351     | 0,304     | 0,265     | 0,233     | 0,205     | 0,182     | 0,145     | 0,117     | 0,095     |
| 28      | 461       | 391       | 334       | 288       | 250       | 219       | 193       | 170       | 135       | 108       | 088       |
| 30      | 442       | 373       | 318       | 274       | 237       | 207       | 181       | 160       | 126       | 100       | 081       |
| 32      | 424       | 357       | 304       | 260       | 225       | 196       | 171       | 150       | 118       | 093       | 075       |
| 34      | 408       | 342       | 290       | 248       | 214       | 185       | 162       | 142       | 110       | 087       | 069       |
| 1,36    | 0,393     | 0,329     | 0,278     | 0,237     | 0,204     | 0,176     | 0,153     | 0,134     | 0,103     | 0,081     | 0,064     |
| 38      | 378       | 316       | 266       | 226       | 194       | 167       | 145       | 127       | 097       | 076       | 060       |
| 40      | 365       | 304       | 256       | 217       | 185       | 159       | 138       | 120       | 092       | 071       | 056       |
| 42      | 353       | 293       | 246       | 208       | 177       | 152       | 131       | 114       | 087       | 067       | 052       |
| 44      | 341       | 282       | 236       | 199       | 169       | 145       | 125       | 108       | 082       | 063       | 049       |
| 1,46    | 0,330     | 0,273     | 0,227     | 0,191     | 0,162     | 0,139     | 0,119     | 0,103     | 0,077     | 0,059     | 0,046     |
| 48      | 320       | 263       | 219       | 184       | 156       | 133       | 113       | 098       | 073       | 056       | 043       |
| 50      | 310       | 255       | 211       | 177       | 149       | 127       | 108       | 093       | 069       | 053       | 040       |
| 55      | 288       | 235       | 194       | 161       | 135       | 114       | 097       | 083       | 061       | 046       | 035       |
| 60      | 269       | 218       | 179       | 148       | 123       | 103       | 087       | 074       | 054       | 040       | 030       |
| 1,65    | 0,251     | 0,203     | 0,165     | 0,136     | 0,113     | 0,094     | 0,079     | 0,067     | 0,048     | 0,035     | 0,026     |
| 70      | 236       | 189       | 153       | 125       | 103       | 086       | 072       | 060       | 043       | 031       | 023       |
| 75      | 212       | 177       | 143       | 116       | 095       | 079       | 065       | 054       | 038       | 027       | 020       |
| 80      | 200       | 166       | 133       | 108       | 088       | 072       | 060       | 049       | 034       | 024       | 017       |
| 85      | 198       | 156       | 125       | 100       | 082       | 067       | 055       | 045       | 031       | 022       | 015       |





Valeurs auxiliaires  $T_{ct}'$  et  $T_{ct}''$

| $\Phi(T_{ct})$ | $T_{ct}$ | $T_{ct}''$ |          |          |
|----------------|----------|------------|----------|----------|
|                |          | $g=0,90$   | $g=0,95$ | $g=1,00$ |
| 0,1948         | 0,045    | 0,3513     | 0,3720   | 0,3927   |
| 0,2159         | 0,050    | 0,3681     | 0,3899   | 0,4116   |
| 0,2369         | 0,055    | 0,3838     | 0,4065   | 0,4293   |
| 0,2577         | 0,060    | 0,3985     | 0,4222   | 0,4459   |
| 0,2784         | 0,065    | 0,4124     | 0,4370   | 0,4616   |
| 0,2991         | 0,070    | 0,4256     | 0,4510   | 0,4765   |
| 0,3196         | 0,075    | 0,4381     | 0,4643   | 0,4906   |
| 0,3399         | 0,080    | 0,4500     | 0,4770   | 0,5041   |
| 0,3602         | 0,085    | 0,4613     | 0,4891   | 0,5169   |
| 0,3804         | 0,090    | 0,4721     | 0,5006   | 0,5291   |
| 0,4004         | 0,095    | 0,4824     | 0,5116   | 0,5409   |
| 0,4203         | 0,100    | 0,4923     | 0,5222   | 0,5521   |
| 0,4597         | 0,110    | 0,5109     | 0,5420   | 0,5732   |
| 0,4987         | 0,120    | 0,5280     | 0,5603   | 0,5927   |
| 0,5371         | 0,130    | 0,5438     | 0,5773   | 0,6107   |
| 0,5752         | 0,140    | 0,5585     | 0,5930   | 0,6275   |
| 0,6127         | 0,150    | 0,5721     | 0,6076   | 0,6431   |
| 0,6496         | 0,160    | 0,5847     | 0,6211   | 0,6576   |
| 0,6861         | 0,170    | 0,5955     | 0,6337   | 0,6710   |
| 0,7220         | 0,180    | 0,6074     | 0,6455   | 0,6836   |
| 0,7575         | 0,190    | 0,6175     | 0,6564   | 0,6953   |
| 0,7924         | 0,200    | 0,6169     | 0,6666   | 0,7062   |
| 0,8268         | 0,210    | 0,6366     | 0,6760   | 0,7164   |
| 0,8608         | 0,220    | 0,6437     | 0,6847   | 0,7258   |
| 0,8941         | 0,230    | 0,6512     | 0,6928   | 0,7345   |

C O N C L U S I O N

=====

L'agriculture moderne et de grande envergure doit répondre à des besoins aussi importants que variés.

Elle nécessite pour ce faire des moyens adéquats d'irrigation.

Entre autres moyens: L'aménagement hydraulique.

L'aménagement hydraulique conduit de façon certaine au développement de l'agriculture et donc de l'économie.

L'étude que nous nous sommes proposé de mener à été entreprise pour répondre à cette préoccupation.

---0000000000---

B I B L I O G R A P H I E

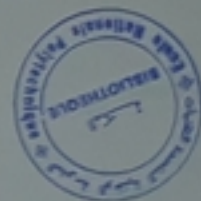
---

- NAOUMENKO : Hydraulique générale et appliquée. INA  
M.CARLIER : Hydraulique générale et appliquée. Eyrolles 80  
H.VARLET : Barrage reservoir Tome II Eyrolles 66  
A.LANCASTRE : Manuel d'hydraulique générale. Eyrolles

A N N E X E 5

=====

| Calcul du coefficient de noyage $\tilde{\sigma}_n$ |               |      |      |      |      |      |      |      |      |      |
|--|---------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| $\Delta/H_0$                                       | $\varepsilon$ | 1    | 0,8  | 0,7  | 0,6  | 0,5  | 0,4  | 0,3  | 0,2  | 0,1  |
| 0,75   | 1             | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 0,97 |
| 0,72   | 0,97          | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 0,95 |
| 0,80   | 0,92          | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 0,92 |
| 0,84   | 0,89          | 0,99 | 0,99 | 1    | 1    | 1    | 1    | 1    | 0,99 | 0,89 |
| 0,86   | 0,85          | 0,97 | 0,95 | 1    | 1    | 1    | 0,99 | 0,99 | 0,97 | 0,85 |
| 0,88   | 0,81          | 0,94 | 0,93 | 0,99 | 1    | 0,99 | 0,96 | 0,94 | 0,81 |      |
| 0,90   | 0,75          | 0,90 | 0,88 | 0,97 | 0,98 | 0,97 | 0,93 | 0,90 | 0,75 |      |
| 0,92   | 0,60          | 0,94 | 0,82 | 0,92 | 0,91 | 0,92 | 0,89 | 0,84 | 0,69 |      |
| 0,94   | 0,61          | 0,78 | 0,73 | 0,85 | 0,84 | 0,85 | 0,93 | 0,78 | 0,61 |      |
| 0,96   | 0,54          | 0,70 | 0,68 | 0,75 | 0,75 | 0,76 | 0,88 | 0,70 | 0,51 |      |
| 0,98   | 0,36          | 0,69 | 0,45 | 0,66 | 0,64 | 0,65 | 0,82 | 0,59 | 0,36 |      |



PH019/89  
1.

ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE  
D'ALGER.

calcul d'un maillon d'aménagement  
hydraulique

plan topographique

|  |                |
|--|----------------|
| Propose par: M <sup>r</sup> Taguizade  | Echelle 1/1000 |
| Travaux par: M <sup>lle</sup> Benamar  | Planche N° 1.  |
| Revisé par: M <sup>lle</sup> Dzelajeli |                |





PH012/88

-2-

ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE  
D'ALGER

calcul d'un maillon d'aménagement  
hydraulique

projection du barrage

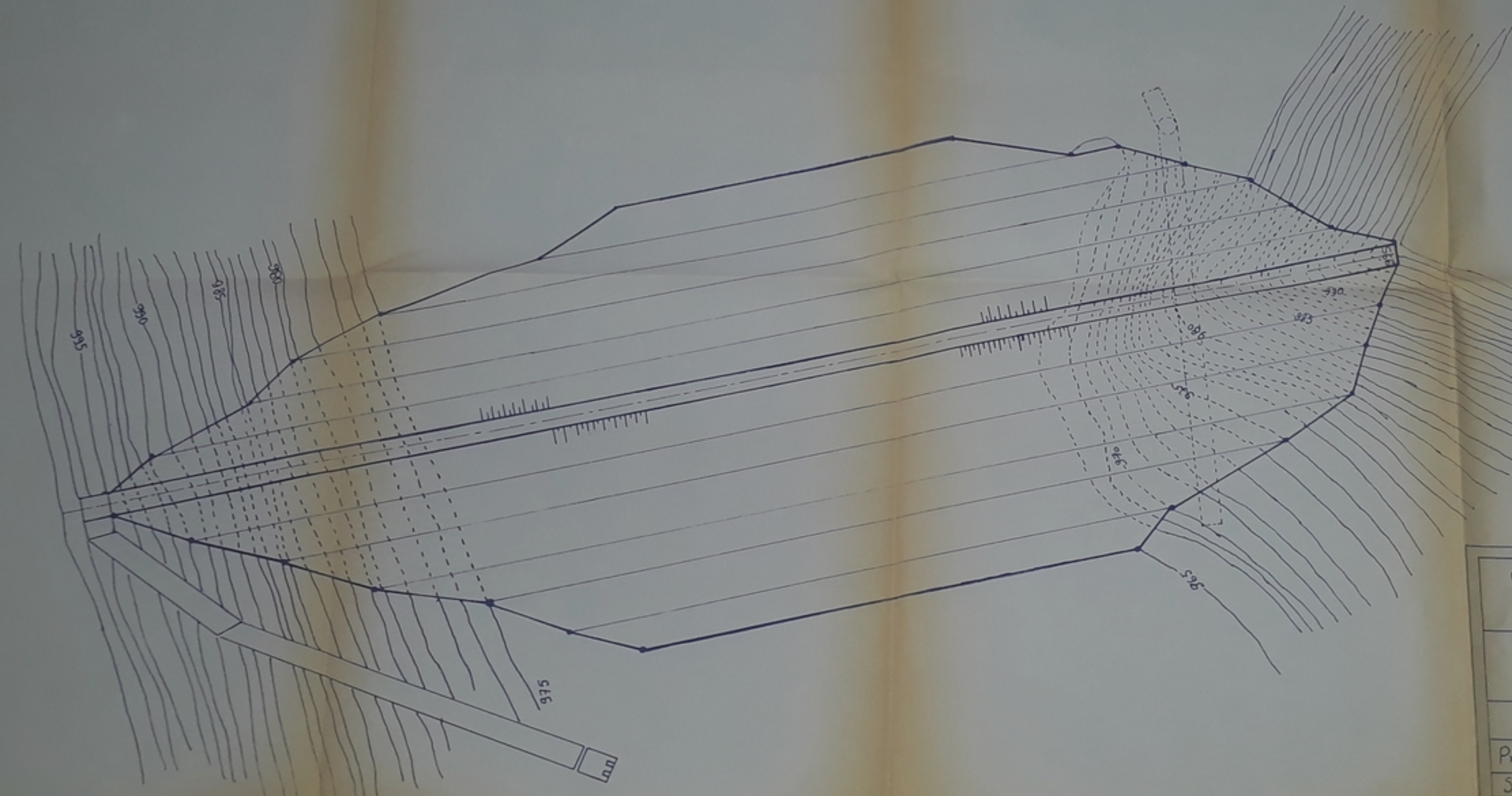
Proposé par: M<sup>r</sup> Taguizade

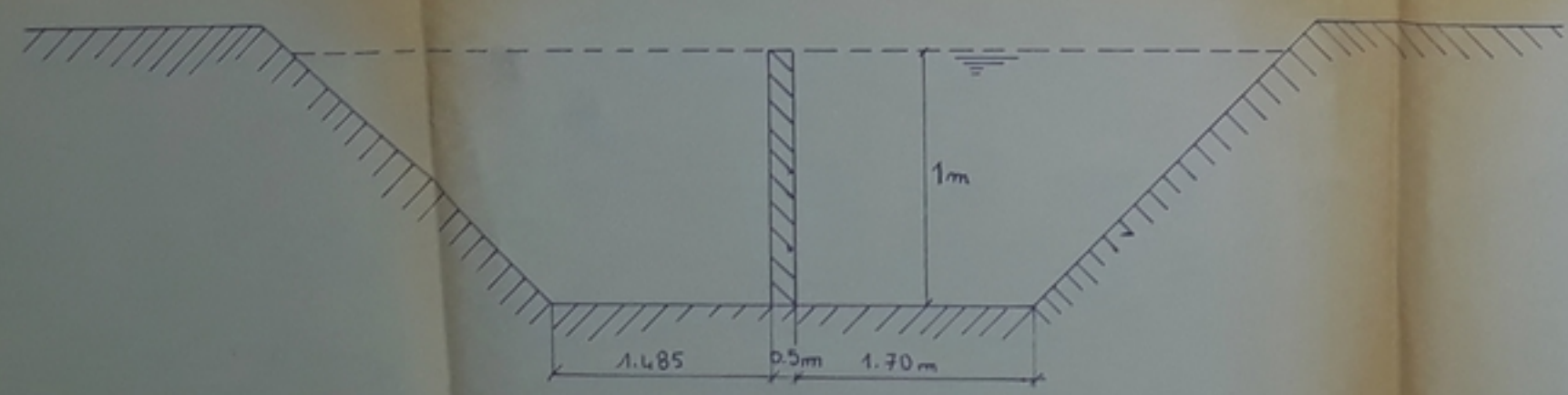
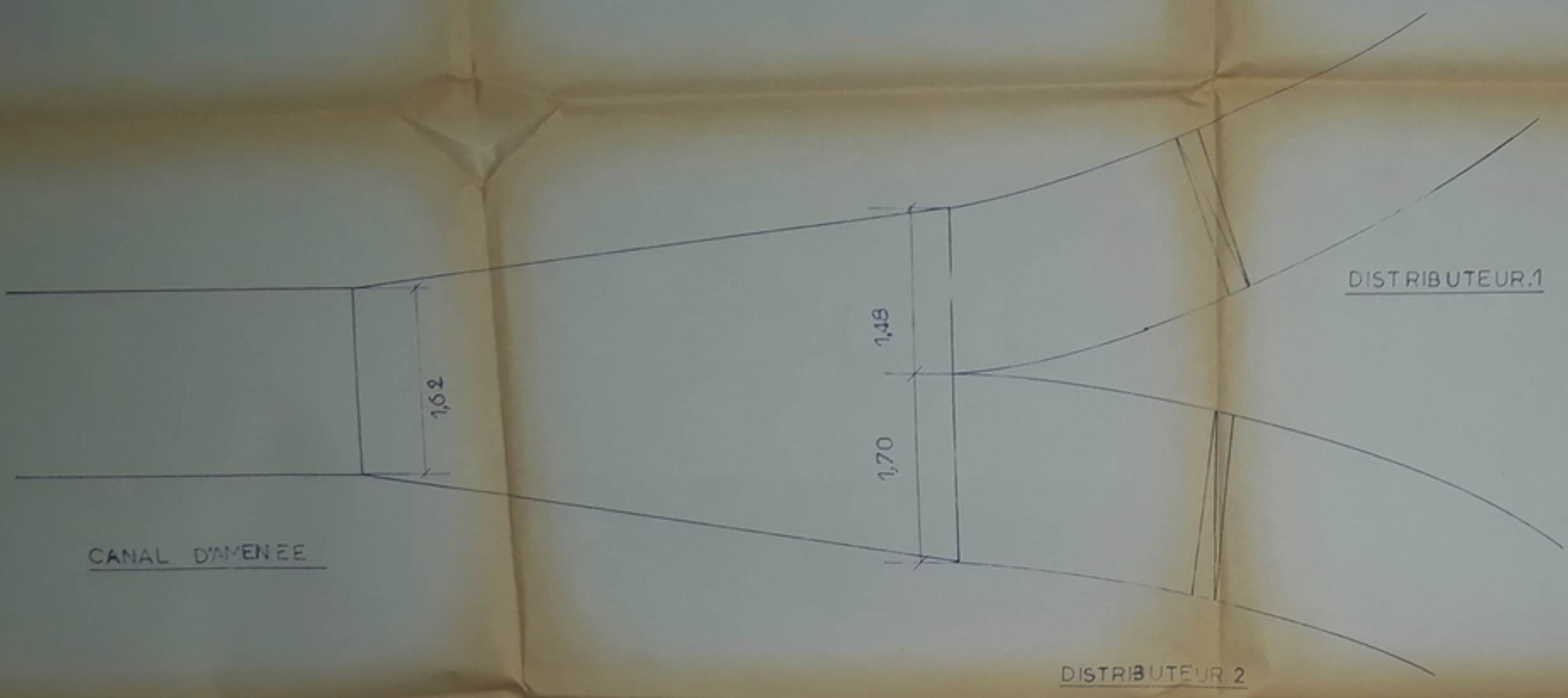
Echelle 1/1000

Suivi par: M<sup>lle</sup> Benamar

Etudié par: M<sup>lle</sup> Djeldjeli

Planche N° 2



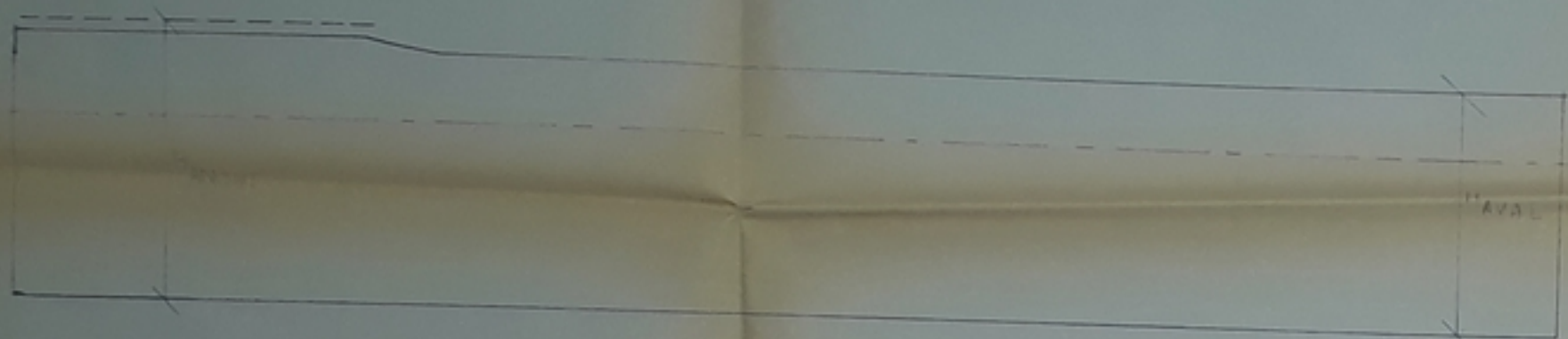


PHD19/88

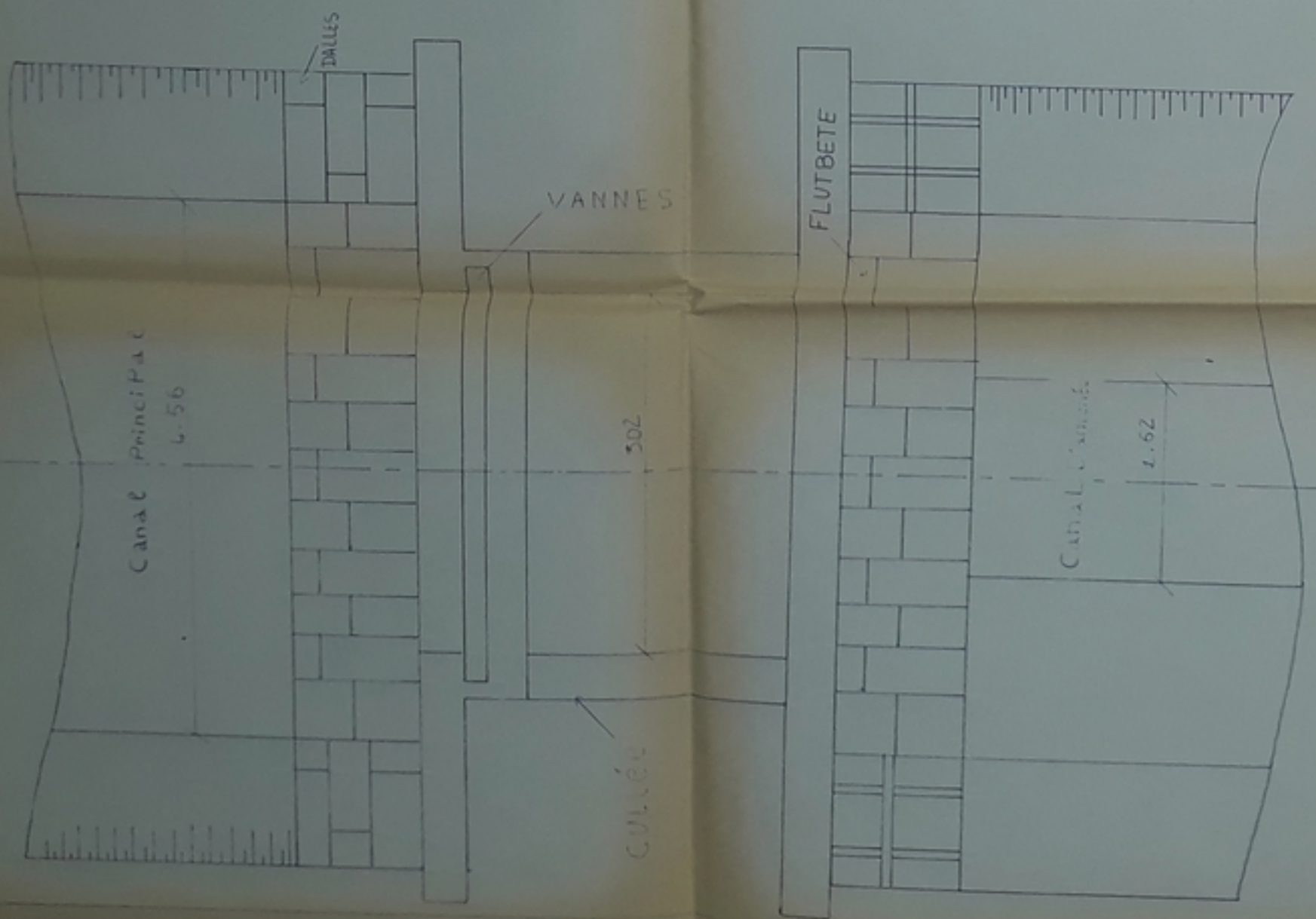
|   |              |
|---|--------------|
| ECOLE - NATIONALE<br>POLYTECHNIQUE - D'ALGER                          |              |
| CALCUL D'UN MAILLON D'AMENAGEMENT<br>HYDRAULIQUE                      |              |
| VUE EN PLAN ET COUPE DU<br>PARTITEUR                                  |              |
| PROPOSE PAR<br>M <sup>rs</sup> TAGUIZADE<br>M <sup>rs</sup> BENAMARIS | PLANCHE N° 3 |
| ETUDIEE PAR M <sup>rs</sup> DJELBEL                                   |              |

# REGULATEUR

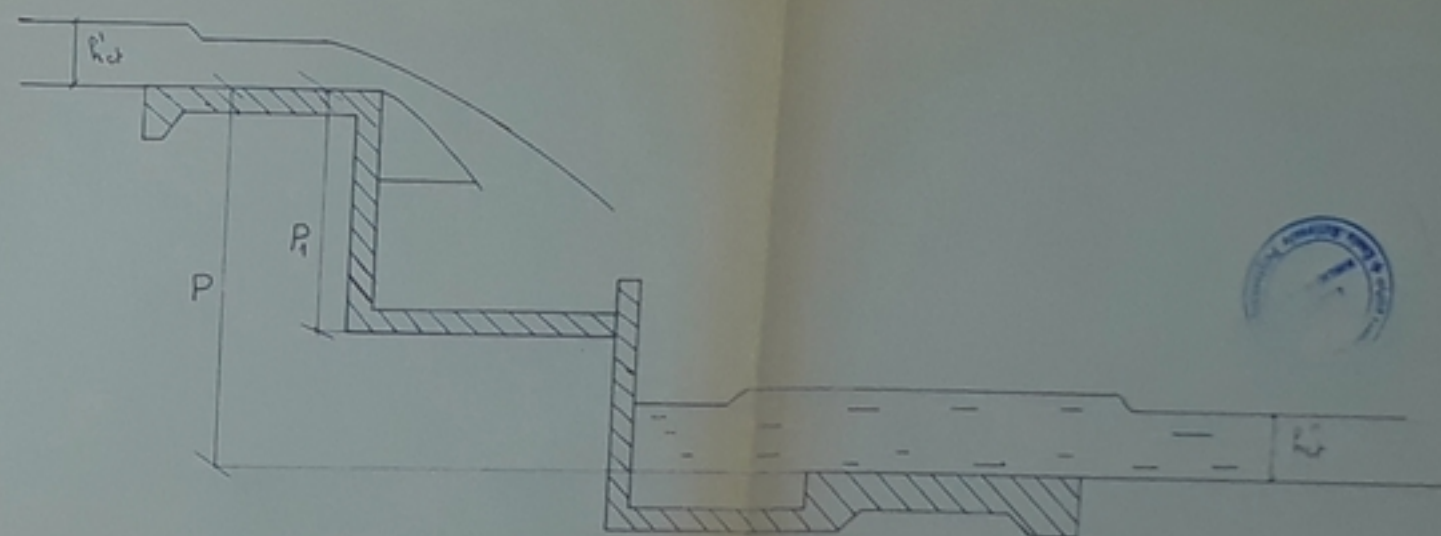
VUE DE PROFIL



VUE EN PLAN



# CHUTES



PH013/88

Ecole Nationale Polytechnique  
D'ALGER

CALCUL D'UN MAILLON D'AMENAGEMENT  
HYDRAULIQUE

REGULATEUR

CHUTES HYDRAULIQUE

ETUDIEE PAR M<sup>re</sup> DJELDJEU

CONTROLEE PAR M<sup>re</sup> TAGUZZA

PAR M<sup>re</sup> BENABAR

PLANCHE N°

4



