

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^r TAGUIEZADE

Etudié par :

M^{elle} DJELDJELI N.

Dirigé par :

M^{elle} BENAMAR

M^r 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^r TAGUIEZADE

Etudié par :

M^{elle} DJELDJELI N.

Dirigé par :

M^{elle} BENAMAR

M^r TAGUIEZADE

PROMOTION Juin 1988



=====

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

=====

Je remercie mes promoteurs M^r TAGUIEZADE et M^{elle}
BENAMAR ainsi que M^{rs} 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 planimetrage sur une carte topographique d'echelle 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:

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

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 (m)	S_1 (Km ²)	S_1/S (%)	S_1/S cumulé (%)	$h_1 S_1$ (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
Total	21,50	100		23092,0250

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 ²	21,5
Altitude	Hmin	m	975
	Hmoy	m	1074
	Hmax	m	1307
Longueur du Talweg	L	Km	6,3
Temps de 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 determinés 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 fréquence 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

Frequences (%)	Probabilité (Pr) de non depassement (Pr) de depas- sement (1-Pr)	0,1	1	2	4	5	10	20
		99,9	99	98	96	95	90	80
Periode de retour (ans) $T = 1/(1-Pr)$		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
		I (1-Pr)	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_{j,max} = Pluie maximale journalière correspondant à une fréquence de probabilité Pr en (mm).

P_t = 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, P₀ = Pluie moyenne annuelle (mm).

Y₀ = Apport moyen annuel (mm).

D'où, X₀ = -0,36(0,443)² = 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 (Km²).

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

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 Y_0 (mm)	Apport moyen $A_0 \cdot 10^6$ (m^3)	Debit unitaire M_0 ($l/s/Km^2$)	Debit moyen Q_0 (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/Km²/an.

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

γ_s = Poids specifique des alluvions: soit 1,5 t/m³.

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

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

=====

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.

$$t_d = \gamma \cdot t_m$$

$$\gamma = 3$$

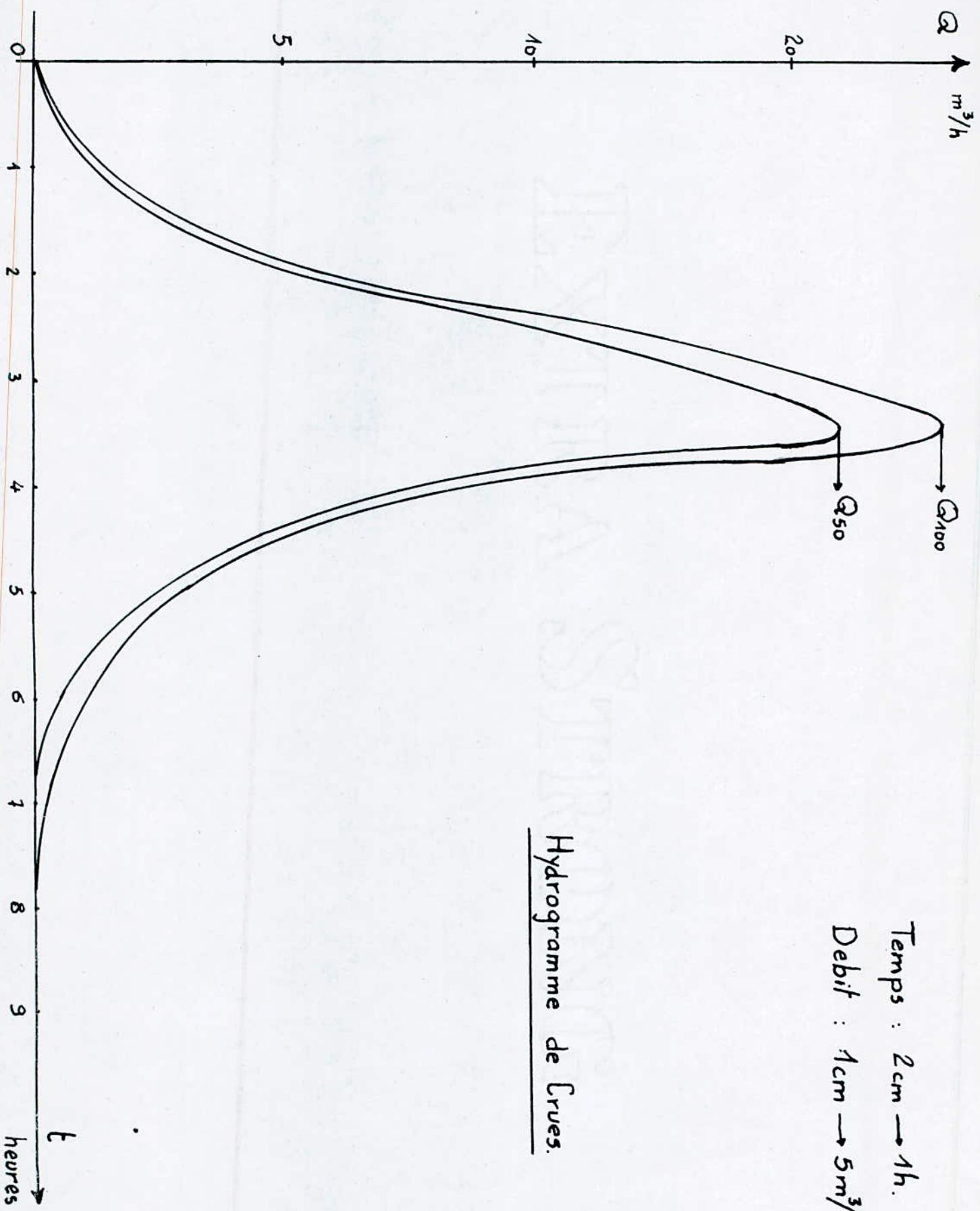
$$t_d = 10,5 \text{ heures.}$$

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 en heures	Q_i/Q_{max}	Q_{100} en m^3/s	Q_{50} en m^3/s	Q_5 en 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 en (mm)	Surface SP_i (Km^2)	Surface élémentaire Se_i en (Km^2)	Volume élémentaire Ve_i en $10^6 m^3$	Volume Retenue $V. 10^6 m^3$
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:

$$Se_i = \frac{2}{3} \cdot Sp_i$$

$$Se_{i+1} = \frac{Sp_i + Sp_{i+1}}{2} \quad i \geq 1$$

Les volumes élémentaires correspondants sont:

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

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

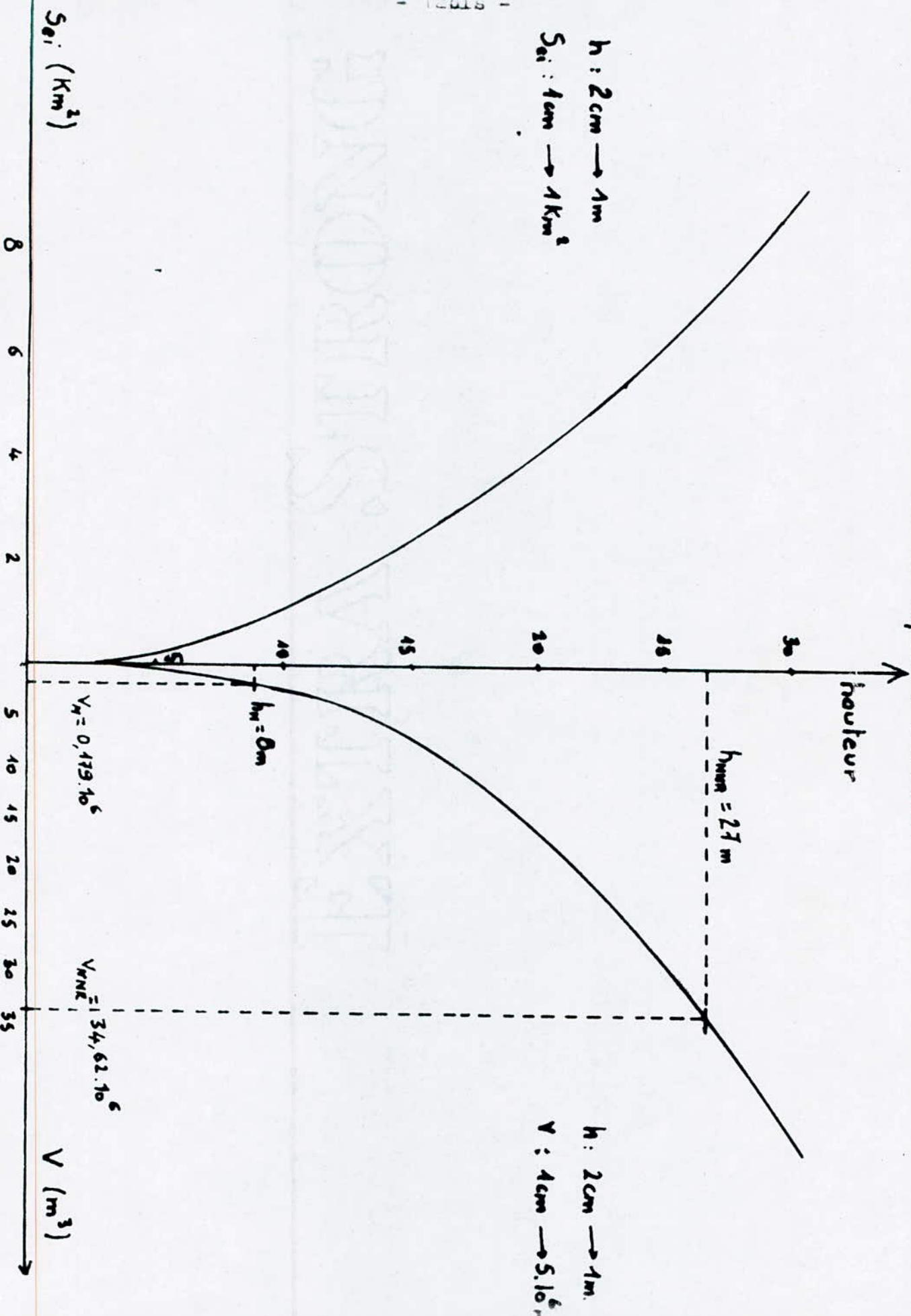
V_i = Volume de la couche.

Sp_i = Surface élémentaire correspondante à chaque courbe de niveau.

i = Indice de la couche.

Δh_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 du mois
	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	mm	mm	$10^6 m^3$				
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 du mois
	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	mm	mm	$10^6 m^3$				
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 du mois
	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	mm	mm	$10^6 m^3$				
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 du mois
	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	mm	mm	$10^6 m^3$				
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 du mois
	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	mm	mm	$10^6 m^3$				
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)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	Volume en fin du mois
	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	mm	mm	$10^6 m^3$				
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 du mois
	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	mm	mm	$10^6 m^3$				
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_{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_{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.

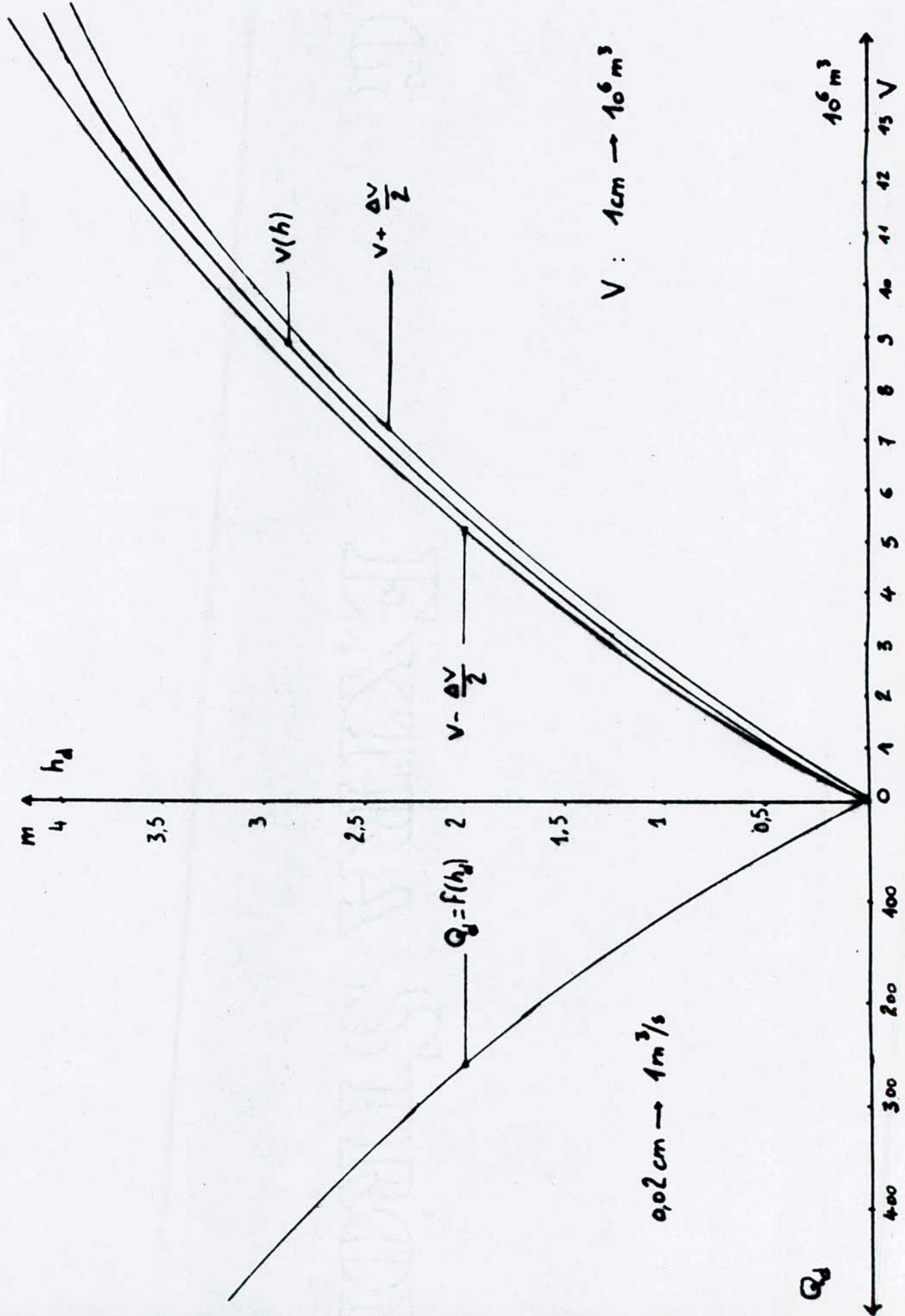
T A B L E A U N° 13

h (m)	Q(h) m ³ /s	$\Delta V/2 =$ t.Q(h)/2	V - $\Delta V/2$	V + $\Delta V/2$	V(h) 10 ⁶ m ³
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 (h)	Crue centenaire (m ³ /s)	Δt (h)	$V = \frac{Q_1 + Q_{i+1}}{2} \Delta t$ (m ³) ²
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 securisante 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 (m)	Type de barrage	Pentes	
		Amont	Aval
$H_B < 5$ m	- homogène	1/2,5	1/2
	- à zone	1/2	1/2
$H_B = (5 + 10)$ (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
$H_B = (10 + 20)$ (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.

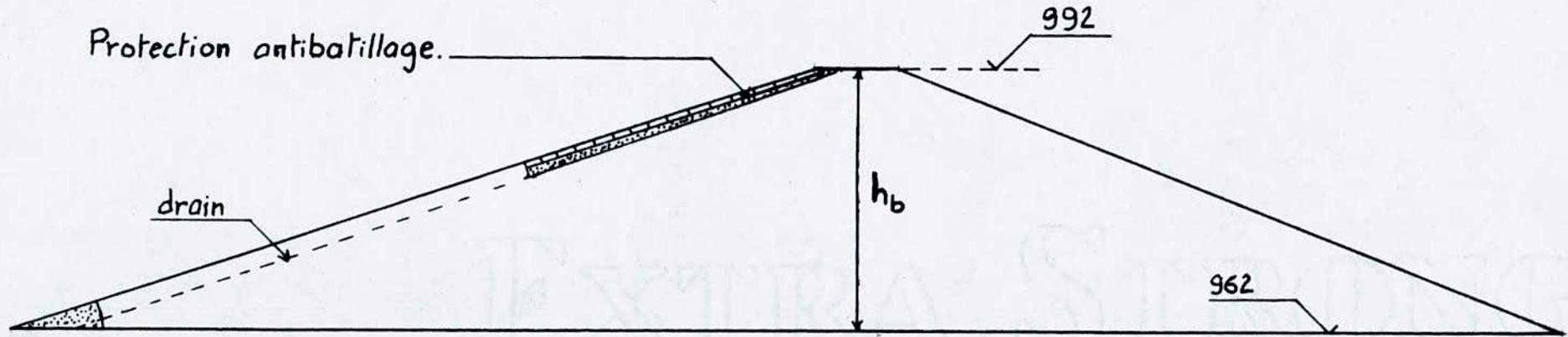
Du fait que le vent provoque le batillage des vagues contre le talus, sa protection par une couche d'enrochement s'avère nécessaire.

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 prévue 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_{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 d'eau (m)	Charge H_1 (m)	ΔH_1 (m)	$S(H_1)$ (Km ²)	$S(H_1) \cdot \Delta H_1$ 10 ⁶ (m ³)	$S(H_1) \cdot \Delta H_1 / \sqrt{H_1}$ 10 ⁶
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 (m)	H_1	$S(H_1)$ (Km ²)	$S(H_1) \cdot H_1$ 10 ⁶ (m ³)	$S(H_1) \cdot H_1 / H_1$ 10 ⁶
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 H = 1 m.		Profil pour 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 H = 1 m.		Profil pour 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.

$$R = S_m / P_m.$$

η = 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.

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

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

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

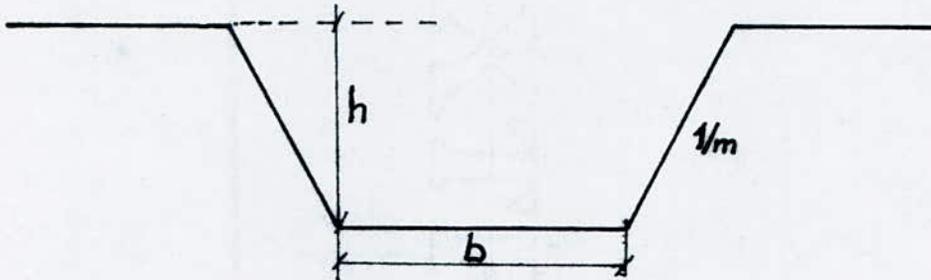
3 - Canal principal.

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.

η = 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 (m)	S _m (m ²)	P _m (m)	R (m)	R.i	C (m ^{0,5} /s)	Q (m ³ /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 (m)	S_m (m ²)	P_m (m)	R (m)	$\sqrt{R \cdot i}$	C (m ^{0,5} /s)	Q_n (m ³ /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.

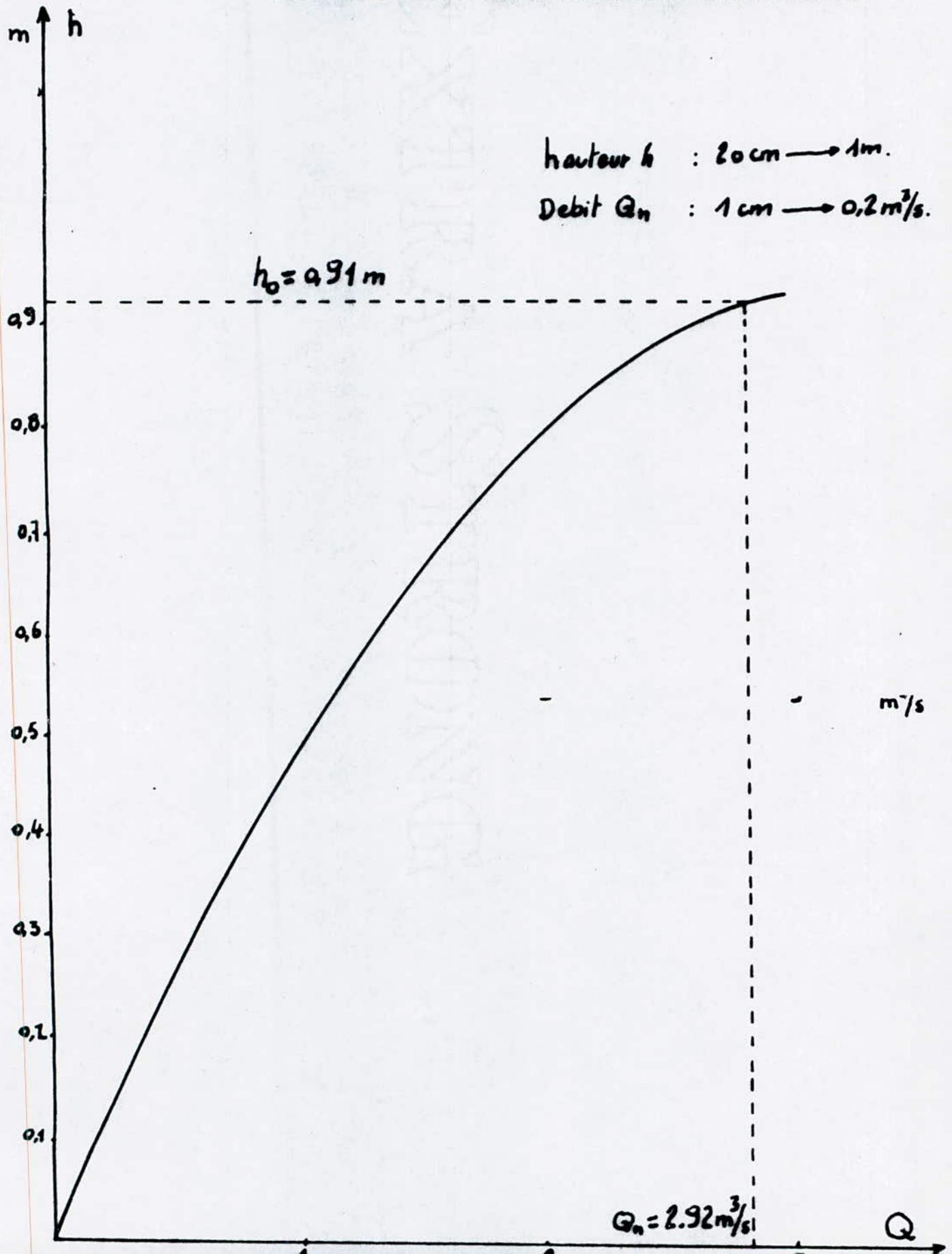
$h_{cb} = 0,354 \text{ m}$

$A = 0,058$

$K = 0,981$

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

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:

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

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.

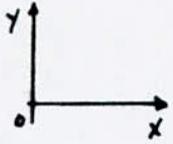
Calcul de remous pour $i > 0$

h (m)	S_m (2)	P_m (m)	R (m)	C $m^{0.5}$	B (m)	K (m^3/m)	\bar{K} (m^3/m)	j	\bar{j}	$1-\bar{j}$	x	η	$\Delta\eta$	$y(\eta)$	$\Delta y(\eta)$	Δl (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		

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

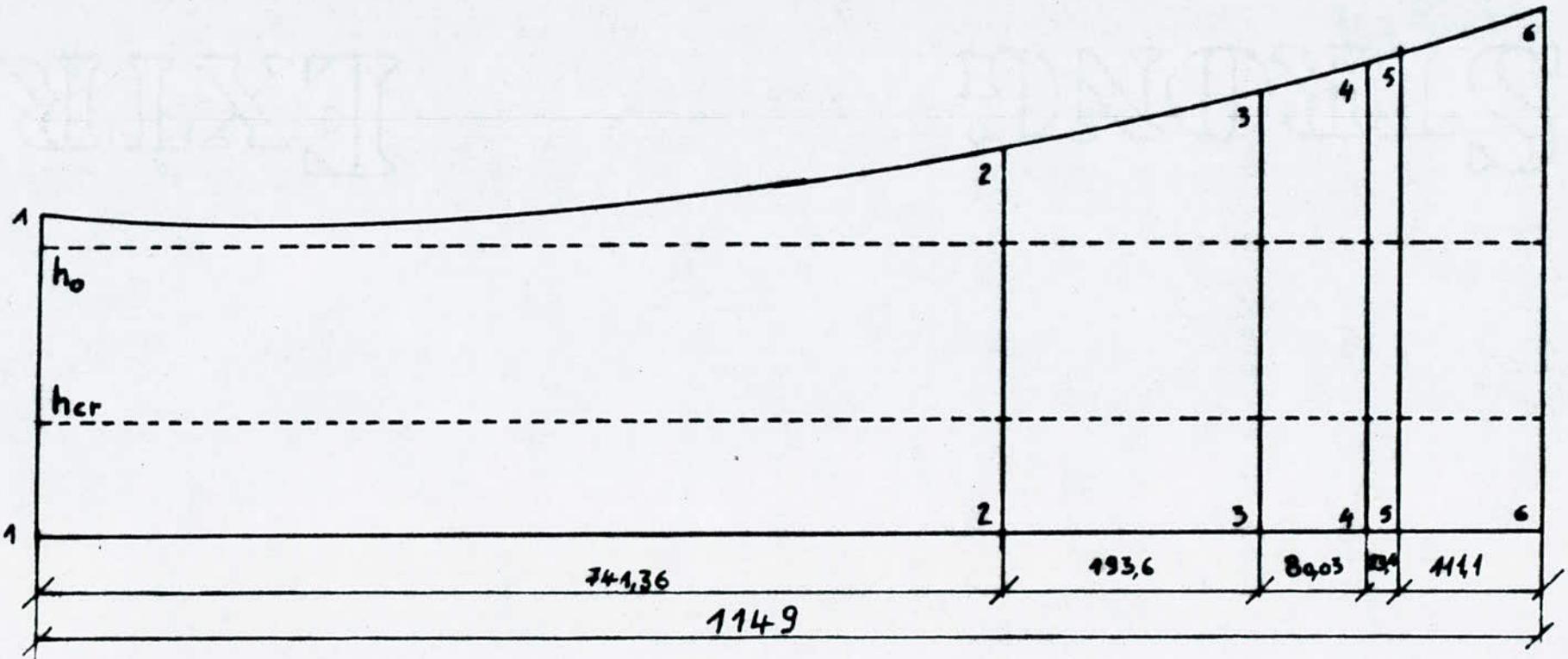
Tableau N° 3

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 $i = 0$.

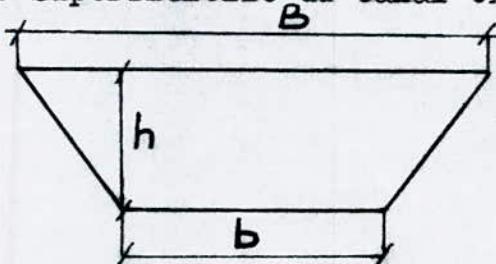
2'-2 Verification du regime d'écoulement dans le canal.

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:

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

$$b = 1,62 \text{ m.}$$

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:

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

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

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

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

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

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

=====

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} .

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

=====

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 " η " 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 η_{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:

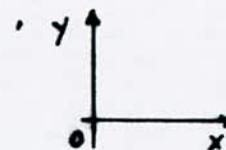
La longueur du canal est de 237 m et la profondeur de 1 m.

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}	$\bar{j} - 1$	η_{cr}	x	$\Delta\eta_{cr}$	$\psi(\eta_{cr})$	$\Delta\psi(\eta_{cr})$	Δl
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m ^{0,5})	(m ³ /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 ⁰		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		

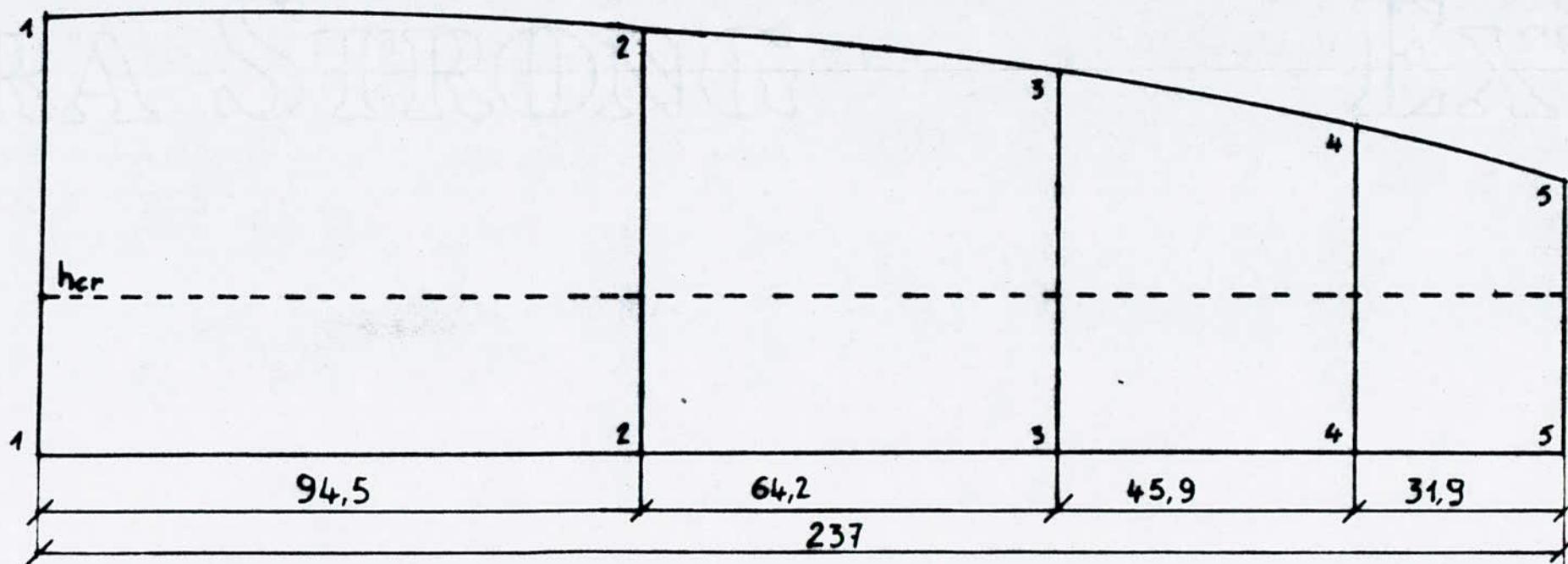
Tableau N°4

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 $Q_{max} = 3,44$ m³/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 $V = 1 \text{ m/s}$.

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_{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).

α = 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_{amont} = Surface à l'amont du regulateur .

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

b = Largeur du regulateur en (m).

σ_n = Coefficient de noyage.

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

ξ = 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 σ_n est different de l'unité: le deversoir est noyé.

S_{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

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

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

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

ξ = Coefficient qui depend du degré d'élargissement du courant après le passage du deversoir.

C_n = Est fonction de ξ et ξ/H_0 (Voir annexe 5).

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

Tableau des resultats.

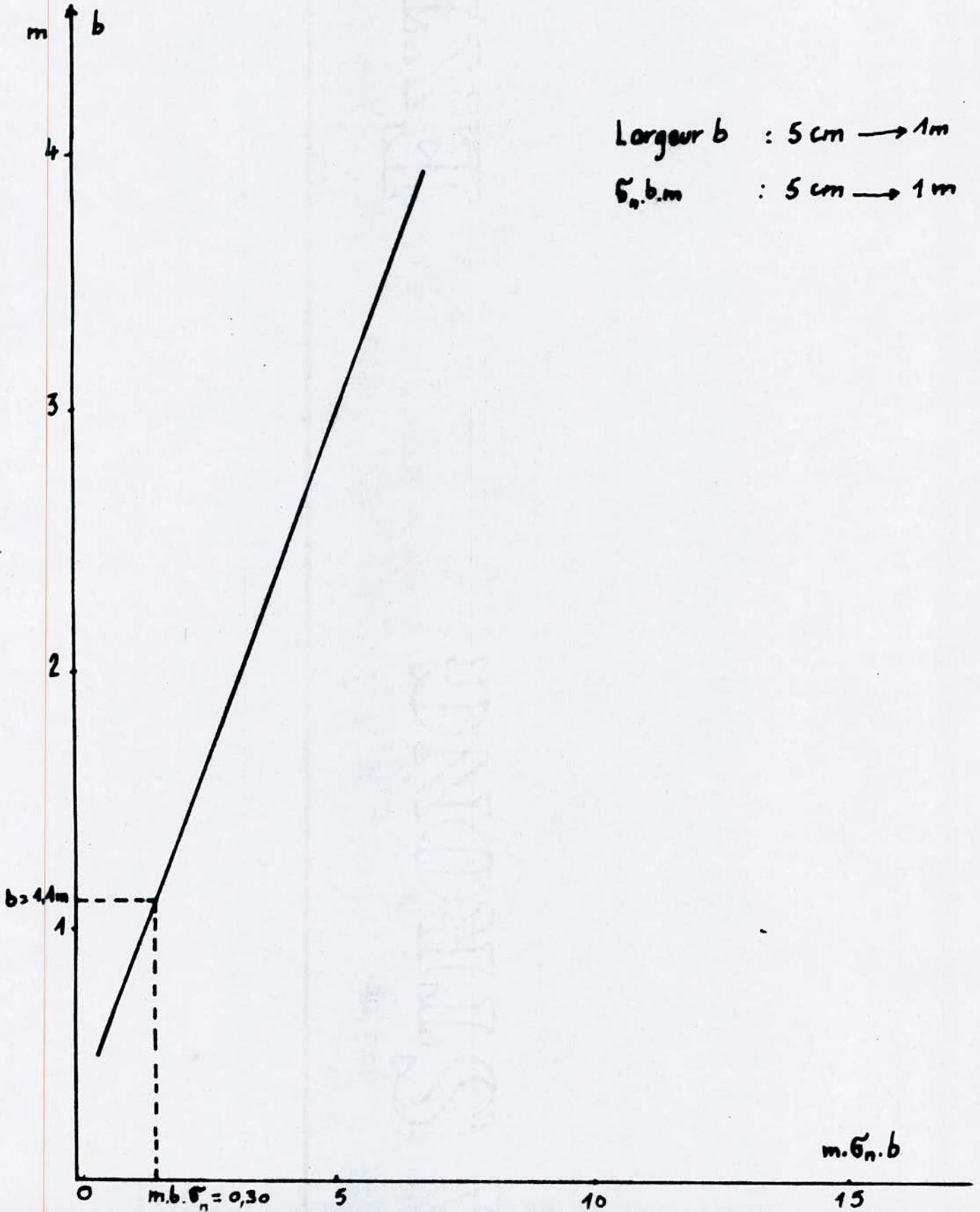
b (m)	ξ	m	ξ/H_0	C_n	$C_{n.m.b}$
1	0,15	0,313	0,847	0,89	0,278
1,1	0,16	0,315	0,847	0,89	0,303
1,20	0,1	0,316	0,847	0,89	0,334
1,29	0,19	0,317	0,847	0,89	0,363
1,3	0,19	0,318	0,847	0,89	0,367
1,5	0,23	0,322	0,847	0,99	0,491

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 $\sigma_n \cdot m \cdot b = f(b)$.



STROONG

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

EXXIR

=====
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_{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.

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

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

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

φ = 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 τ'_{cr} et τ''_{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.

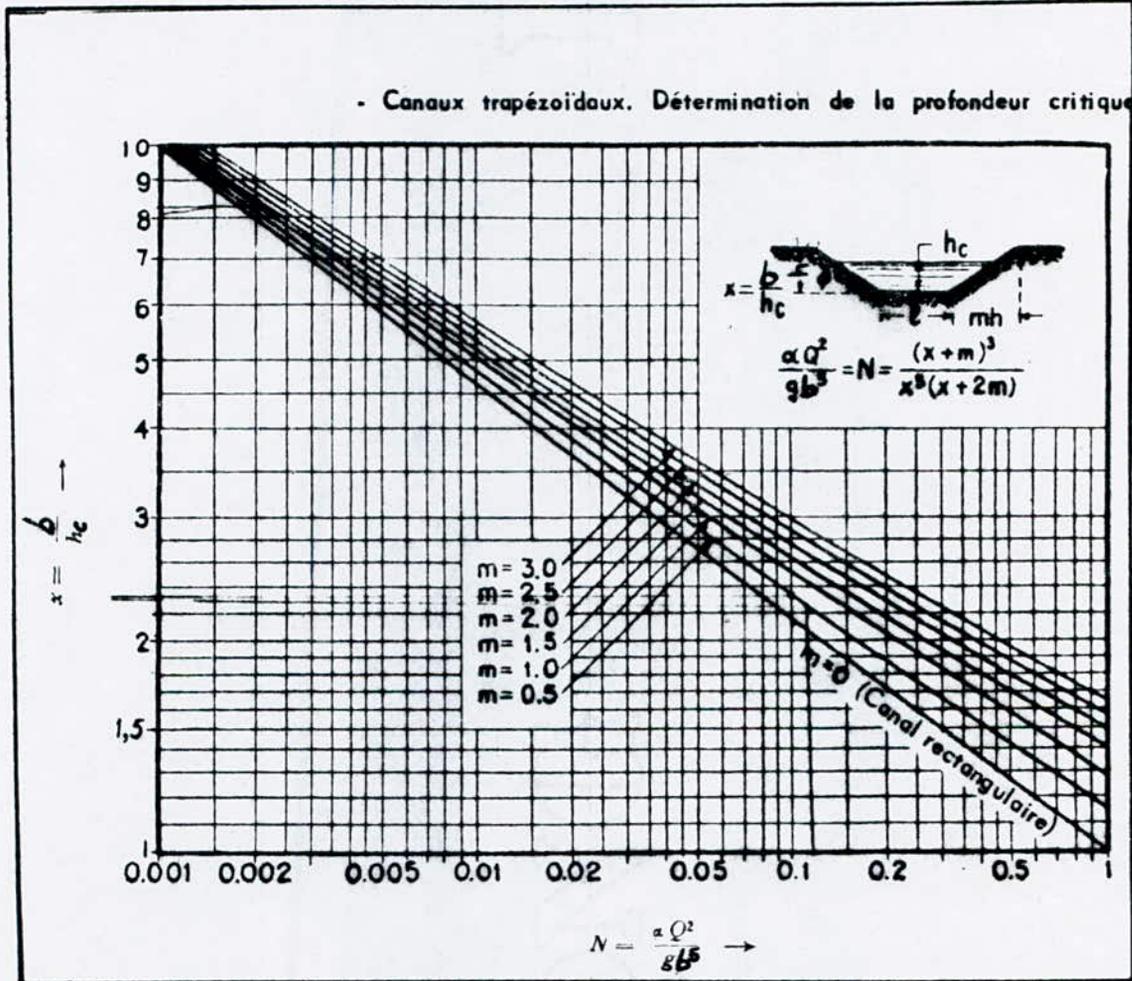
=====

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 $B(\eta)$

$n > 1$											
η	$n = 2,8$	$n = 3,0$	$n = 3,2$	$n = 3,4$	$n = 3,6$	$n = 3,8$	$n = 4,0$	$n = 4,2$	$n = 4,6$	$n = 5,0$	$n = 5,4$
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	866	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.

---000000000000---

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 $\tilde{\sigma}_n$										
Δ/H_0	ε	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.

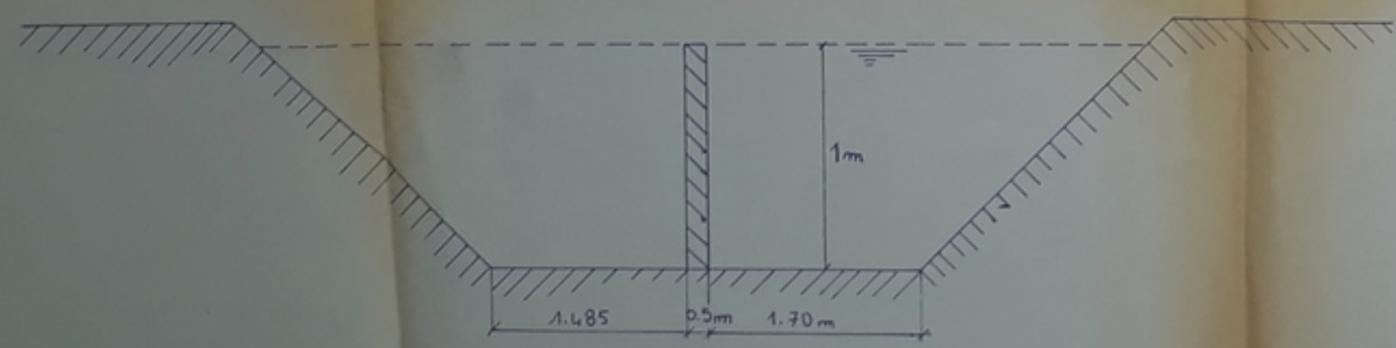
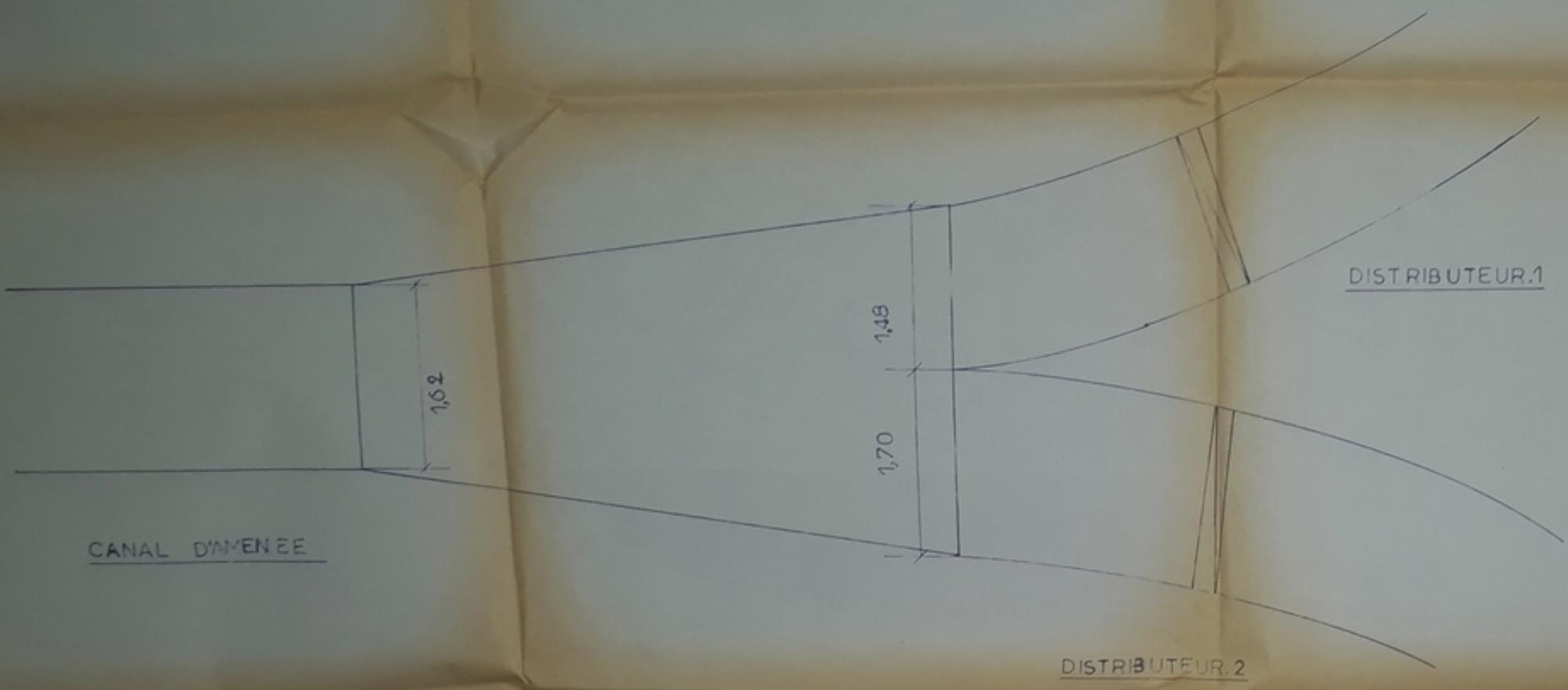
ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE
D'ALGER.

calcul d'un maillon d'aménagement
hydraulique

plan topographique

Propose par: M ^r Taguizade	Echelle 1/1000
Travaux par: M ^{lle} Benamar	Planche N° 1.
Revisé par: M ^{lle} Dzelajeli	





PHD19/88

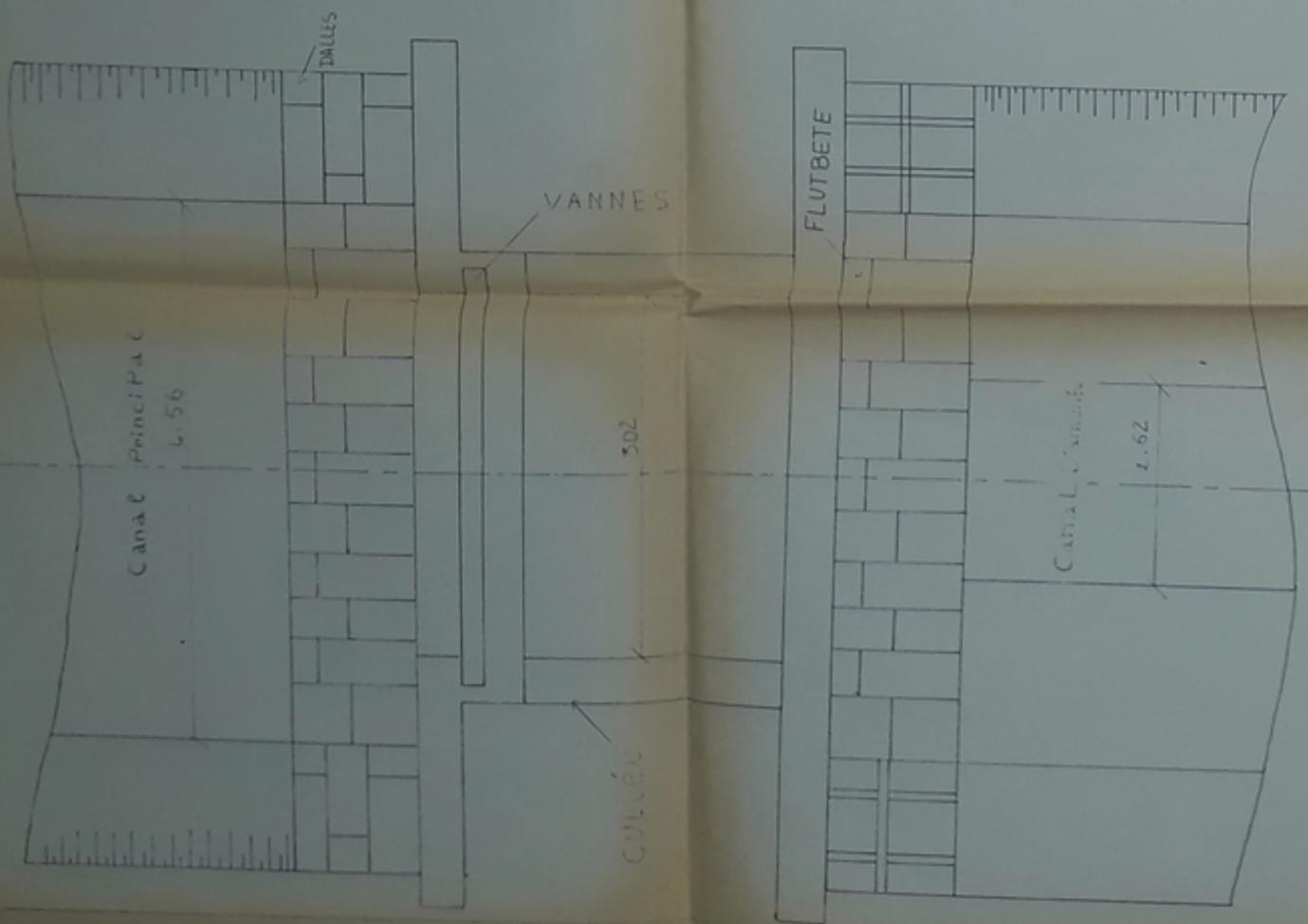
ECOLE - NATIONALE POLYTECHNIQUE - D'ALGER	
CALCUL D'UN MAILLON D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE	
VUE EN PLAN ET COUPE DU PARTITEUR	
PROPOSE PAR M ^{rs} TAGUIZADE M ^{rs} BENAMARIS	PLANCHE N° 3
ETUDIEE PAR M ^{rs} DJELBEL	

REGULATEUR

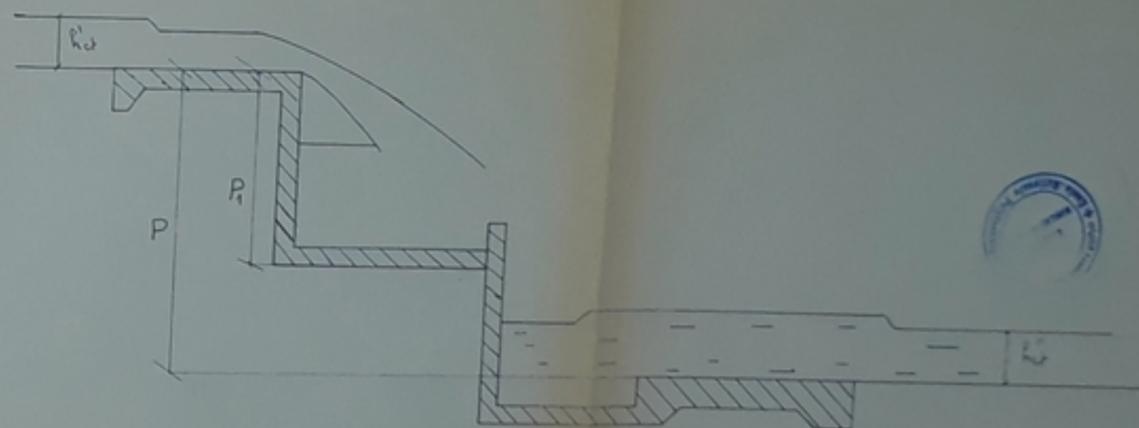
VUE DE PROFIL



VUE EN PLAN



CHUTES



PH013/88



Ecole Nationale Polytechnique
D'ALGER

CALCUL D'UN MAILLON D'AMENAGEMENT
HYDRAULIQUE

REGULATEUR

CHUTES HYDRAULIQUE

ETUDIEE PAR M^{re} DJELDJEU

CONTROLE M^{re} TAGUZZAL
PAR M^{re} BENAMAR

PLANCHE N°

4

