

25/87

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Calcul d'un maillon
d'aménagement hydraulique

8 PLANCHES

Proposé Par :

Etudié par :

Dirigé par :

Mouloudi
Taguiezade

MM. Ouldslimane A.
Remki M.

MM. Mouloudi
Taguiezade

PROMOTION : Juin 87

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ حَيًّا

صَدَقَ اللَّهُ عَزَّ وَجَلَّ

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier nos promoteurs MM. MOULOUDI
et TAGUIELADE pour leurs conseils valeureux.

Nos vifs remerciement vont également à MM. BELBACHIR
et FARKAS pour leur étroite collaboration

Enfin, que tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à
l'élaboration de ce mémoire et notre formation trouvent ici
l'expression de notre profonde reconnaissance.

DEDICACES



- je dédie le modeste travail à
- la famille Ould Slimane.
 - ma grand-mère Hammama.
 - ma grand-mère JAHBIA
 - Mes parents
 - Mes oncles Belkassani
 - mes amis

Zb delaziz

je dédie ce travail à tous mes amis et ma famille
en particulier :

- ma mère
- Mon frère MUSTAPHA

REMLI Mokhtar

SOMMAIRE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

I ETUDE HYDROLOGIQUE

I.1	Introduction.	1
I.2	Caractéristiques du bassin versant.	2
I.3	Caractéristiques générales climatiques.	5
I.4	Précipitation du bassin versant.	6
I.5	Evaporation	6
I.6	Estimation des apports liquides	6
I.7	Infiltration	7
I.8	Etude des crues	7
I.9	Estimation des apports solides	8
I.10	Caractéristique volumétrique	11
I.11	Détermination du volume utile	12
I.12	Laminages des crues	24

II ETUDE GEOLOGIQUE

III DIMENSIONNEMENT DU BARRAGE

III.1	DIMENSION DU BARRAGE	30
III.2	Détermination de l'inclinaison des parements	32

IV STABILITE DU BARRAGE

IV.1	Forces agissantes	37
IV.2	Stabilité au glissement	40
IV.3	Stabilité au renversement	40
IV.4	Vérification des contraintes	45

IV_5 Calcul complémentaire relatif à l'influence du couronnement	51
--	----

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

V OUVRAGES ANNEXES	53
--------------------	----

V_1 Prise d'eau	54
-----------------	----

V_2 Derivation provisoire	57
---------------------------	----

V_3 Vidange de fond	57
---------------------	----

V_4 Evacuateur de crues	59
-------------------------	----

VI DIMENSIONNEMENT DES CANAUX	69
-------------------------------	----

VI_1 Dimensionnement du canal principal	70
---	----

VI_2 Dimensionnement du canal de distribution n° 1	74
--	----

VI_3 Dimensionnement du canal de distribution n° 2	75
--	----

VI_4 Dimensionnement du canal de fuite	76
--	----

VI_5 Dimensionnement du partiteur	77
-----------------------------------	----

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

NOMENCLATURE DES PLANCHES

- PLANCHES N°:
1. Plan de situation du barrage
 2. Coupe transversale du barrage
 3. Prise d'eau
 4. Coupe longitudinale du barrage
 5. Coupe transversale du barrage
 6. Plan general des canaux
 7. Detail du couronnement
 8. Laminage des crues

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

INTRODUCTION

L'eau est d'abord une ressource naturelle vitale, elle est indispensable à la vie animale et végétale.

Un aménagement hydraulique peut avoir différents buts, pêches, irrigation, industrie, production d'énergie, loisirs ...

Dans notre cas, on sera amené à l'étude d'un aménagement dont le but principal est d'assurer les eaux nécessaires à l'irrigation. Il comprendra :

- Un barrage d'accumulation (poids)
- Une prise d'eau
- Des canaux de distribution.

Le choix de l'emplacement, ainsi que, les caractéristiques d'un barrage dépendent de plusieurs conditions : topographiques, géologiques, hydrologiques et économiques.

I ETUDE

HYDROLOGIQUE

I-1 INTRODUCTION

Dans une étude hydrologique, les principales conditions qui devraient être étudiées sont :

- la superficie du bassin versant et les apports liquides : la superficie du bassin versant doit être suffisante pour permettre le remplissage du réservoir
- l'accumulation du débit solide : il devra être étudié soigneusement car, sur lui, repose la fixation de la capacité de la retenue, la cote de la prise d'eau et des venues de fond
- caractéristiques des crues : elles peuvent provoquer de grands dommages à l'ouvrage ; une grande importance leur sera accordée.

I-2 CARACTERISTIQUE DU BASSIN VERSANT

I-2.1 Superficie du bassin versant

La superficie du bassin versant est évaluée par planimétrie sur une carte topographique d'échelle convenable.

$$S = 1400 \text{ km}^2$$

I-2.2 Périmètre du bassin versant

Le périmètre du bassin versant est déterminé au curvimètre sur une carte topographique

$$P = 180 \text{ km}$$

I-2.3 Paramètres géomorphologiques du bassin versant

I-2.3. a) Indice de compacité (de Gravelius)

L'indice de compacité (K_c) caractérise la forme du bassin, il est égal au rapport du périmètre du bassin considéré, à celui d'un cercle ayant la même surface.

Plus cet indice sera proche de 1, plus le bassin aura une forme ramassée (c'est à dire circulaire) et plus le temps de concentration sera court.

$$K_c = \frac{P_e}{P_c}$$

P_e : périmètre du bassin étudié.

P_c : périmètre du cercle ayant la même surface que le bassin étudié

$$K_c = 0.28 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

I.2.3. b) Rectangle équivalent

Ce paramètre sert comme instrument de comparaison des bassins entre eux, du point de vue de l'influence de la forme sur l'écoulement. Il possède la même superficie et le même périmètre du bassin considéré.

$$P_r = 2(L + l)$$

P_r : périmètre du rectangle équivalent.

L : longueur du rectangle équivalent:

$$L = \frac{K_c \sqrt{S}}{1.12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1.12}{K_c} \right)^2} \right]$$

l : largeur du rectangle équivalent.

$$l = \frac{P_c}{2} - L$$

I.2.4 Paramètres du réseau hydrographique

I.2.4. a) Densité de drainage

La densité de drainage D_d exprime la longueur moyenne du réseau hydrographique par kilomètre carré du bassin versant :

$$D_d = \frac{\sum L_i}{S}$$

I.2.4. b) Coefficient de torrentialité:

Le coefficient de torrentialité C_T tient compte, du nombre des thalwegs élémentaires d'ordre 1, et de la densité de drainage

$$C_T = D_d \cdot F$$

F: coefficient de drainage

$$F = \frac{N}{S}$$

N: nombre de drains suivant la classification de HORTON

I.2.4. c) Temps de concentration

C'est le temps que met une particule d'eau provenant du point le plus hydrauliquement défavorable pour atteindre l'exutoire.

Il est exprimé par la formule de GIANDOTTI :

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5 L_0}{0.8\sqrt{H_{\text{moy}} - H_{\text{min}}}}$$

T_c : temps de concentration exprimé en (h)

S: superficie du bassin en (km^2)

H_{moy} : Altitude moyenne en (m)

H_{min} : Altitude minimale en (m)

Morphométrie du bassin versant

Types de paramètres		Symbole	Unité	Valeur
Superficie du bassin versant		S	km ²	1400
Périmètre du bassin versant		P	km	180
Altitudes	Max	H _{max}	m	1432
	Moy	H _{moy}	m	1116
	Min	H _{min}	m	804
Rectangle équivalent	Longueur	L	km	70
	Largeur	l	km	20
Longueur du thalweg principal		L ₀	km	40
Indice de compacité		K _c		1.35
Densité de drainage		D _d	km/km ²	4.6
Coefficient de torrentialité		C _T		31.2
Temps de concentration		T _c	h	14

I.3 CARACTERISTIQUES GÉNÉRALES CLIMATIQUES

Les paramètres climatiques observés dans la station du bassin versant sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Mois Paramètres	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	An
Température moyenne (°C)	23	16	11	7	6	7	10	14	18	23	27	26	16
Humidité relative (%)	50	57	66	67	67	63	55	46	48	41	36	39	53
Nombre de jours de sirocco	1	11	0	0	0	0	1	1	2	3	5	2	16

I.4 PRECIPITATION DU BASSIN VERSANT

Pour la station située au site du barrage, la précipitation moyenne donnée suivant la carte de Gausser est de 480 mm.

Les précipitations réelles recueillies selon les mesures varient entre 480 et 520 mm

des précipitations données par Chaumont sont de 475 à 510 mm

La station pluviométrique située sur le site, recouvre une période d'observation relativement longue.

La pluviométrie du bassin versant retenue est de l'ordre de 500 mm/an.

I.5 EVAPORATION

La construction d'un barrage réservoir exige la connaissance de l'évaporation de l'eau en surface libre, afin de pouvoir calculer les pertes qu'elle engendre

Répartition mensuelle de l'évaporation

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Ann
Evaporation (mm)	160	65	40	20	10	50	50	115	140	210	250	210	1320

I.6 ESTIMATION DES APPORTS LIQUIDES

Pour la construction d'un barrage, la connaissance de l'apport de l'oued est primordiale.

Répartition mensuelle des apports de l'oued.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Apports ($10^6 m^3$)	13.8	8.7	1.8	8.7	4.5	1.8	4.5	3.3	1.2	8.1	1.2	2.4
%	23	14.5	3	14.5	7.5	3	7.5	5.5	2	13.5	2	4

I.7 INFILTRATION

Répartition mensuelle des infiltration.

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Infiltration (mm)	10	11	9	8.5	9	9.5	8	8.1	5.2	5.6	12	10.2

I.8 ETUDE DES CRUES

Une crue est un fort débit qui apparaît brusquement dans un cours d'eau grâce à une forte pluie (averse), ou à la fonte de la neige.

Elle a une influence importante d'une part, sur les conditions de vie des populations riveraines et, d'autre part, sur l'équipement et l'exploitation des ouvrages établis sur le cours d'eau.

La valeur du débit maximal de crue intervient dans la détermination de la capacité des réservoirs d'accumulation, du dimensionnement des ouvrages évacuateurs de crue et des ouvrages de dérivation nécessaires à la construction du barrage.

I.8.1 Hydrogramme des crues

En se basant sur l'analyse de nombreux cours d'eau en URSS, SKOLOVSKY a proposé une formule qui donne une idée sur l'hydrogramme de n'importe quelle crue connaissant son débit maximum.

La courbe résultante de cette formule comprend deux étapes à savoir :

- Une courbe de montée ayant pour temps de base le temps de concentration, elle a pour expression :

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

m : exposant = 2

- Une courbe de descente ayant pour temps de base le temps de décrue t_d .

Elle admet pour expression :

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

avec $n = 3$

$Q(t)$: débit à l'instant t (en heures) après le début de la crue en m^3/s .

$Q(t')$: débit à l'instant t' (en heures) après le point de la crue.

Dans notre cas $t_d = t_m = T_c = 14h$.

Les différents paramètres de l'hydrogramme de crue sont donnés dans le tableau 1

1.9 ESTIMATION DES APPORTS SOLIDES

Du fait du phénomène de l'érosion, les cours d'eau transportent des matériaux solides (graviers, sables, limon...) en quantité plus ou moins importante.

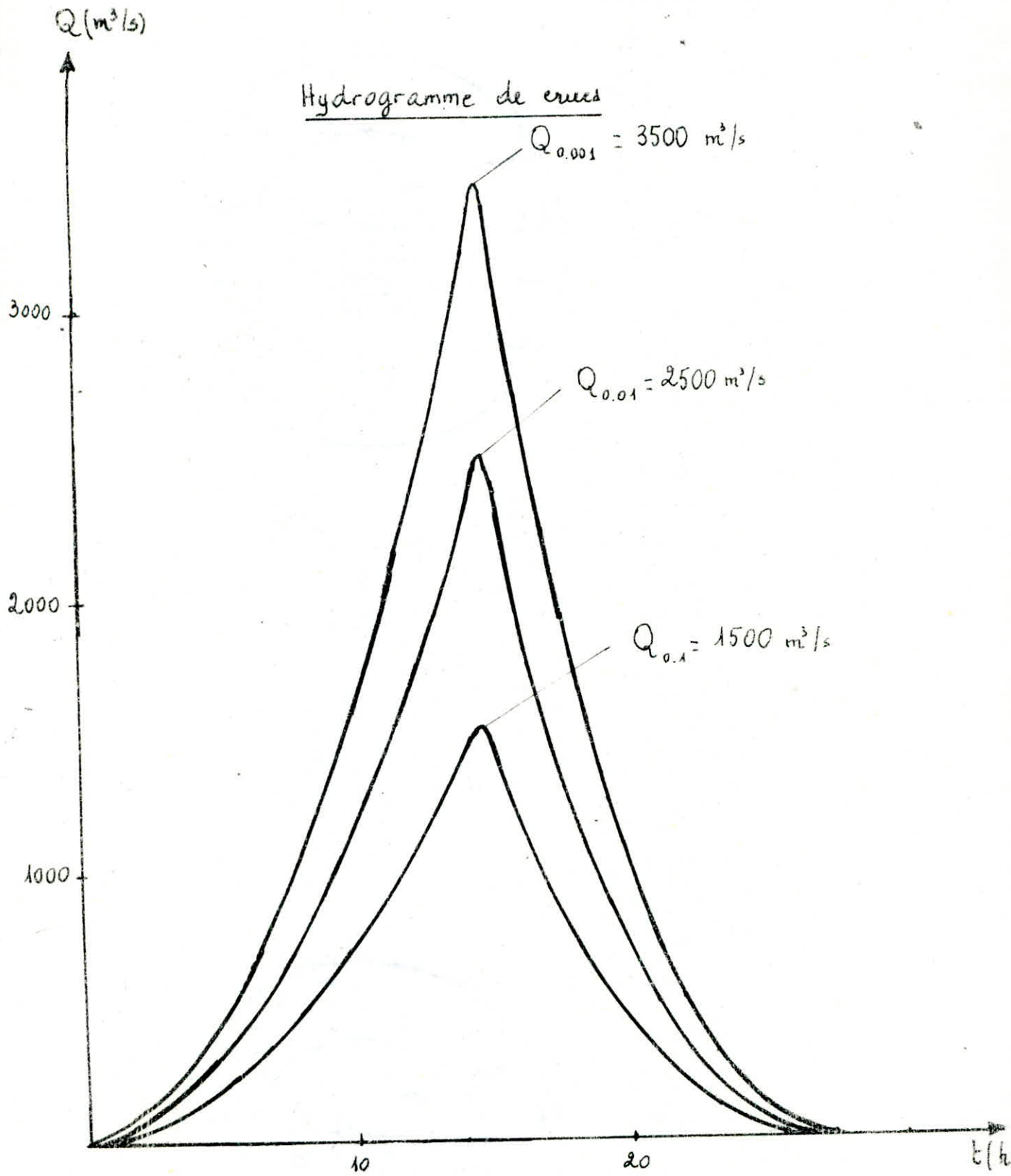
Les dépôts solides sont constitués, d'une part, de matériaux grossiers charriés sur le fond du lit et qui s'accumulent en amont de la retenue, d'autre part, d'éléments fins transportés en suspension et qui se déposent par decantation sur le fond de la réserve. La connaissance de ces transports solides est fondamentale dans les études concernant les aménagements hydrauliques et hydroélectrique car ils ont pour conséquence :

- d'envasement des réservoirs créés par les barrages, ce qui peut avoir pour effet à long terme, d'annuler complètement la capacité de la retenue.
- l'entrée des matériaux solides dans les prises d'eau, qui entraîne une réduction du débit liquide donc une augmentation de pertes de charges

Le taux d'abrasion est estimé sur la base de la formule de TIXERONT :

Tableau n°1

$t(h)$	Q_i / Q_{max}	$Q_{0.1\%}$ (m^3/s)	$Q_{1\%}$ (m^3/s)	$Q_{10\%}$ (m^3/s)
1	0.005	17.86	12.76	7.65
2	0.020	71.13	51.02	30.61
3	0.046	160.71	114.80	68.88
4	0.082	285.71	204.08	122.45
5	0.127	446.43	318.88	191.33
6	0.184	642.86	459.18	275.51
7	0.250	875.00	625.00	375.00
8	0.326	1142.86	816.32	489.80
9	0.413	1446.43	1033.16	619.90
10	0.510	1785.71	1275.51	765.31
11	0.617	2160.71	1543.37	926.02
12	0.735	2571.43	1836.73	1102.04
13	0.862	3017.86	2155.61	1293.37
14	1.000	3500.00	2500.00	1500.00
15	0.800	2802.30	2001.64	1200.98
16	0.630	2204.08	1574.34	944.61
17	0.485	1697.70	1212.65	727.59
18	0.364	1275.51	911.08	546.65
19	0.266	929.85	664.17	398.50
20	0.186	653.06	466.47	279.88
21	0.125	437.50	312.50	187.50
22	0.079	275.51	196.79	118.08
23	0.045	159.44	113.88	68.33
24	0.023	81.63	58.31	34.99
25	0.009	34.44	24.59	14.76
26	0.003	10.20	7.29	4.37
27	0.001	1.27	0.91	0.54
28	0.000	0.00	0.00	0.00



$$T_a = a R^{0.45}$$

T_a : taux d'abrasion (en $t/km^2/an$).

R : lame d'eau ruissellée (en mm).

a : coefficient empirique dépendant de la perméabilité du terrain.

$$T_a = 300 t/km^2/an$$

Volume mort :

Il représente la plus basse partie de la retenue contenant des matériaux solides transportés par charriage.

Il est déterminé d'après la formule suivante :

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

T_a : taux d'abrasion exprimé en $t/km^2/an$

T : durée d'exploitation = 30 ans

S : Surface du bassin versant en km^2

γ_s : poids spécifique des alluvions = $1,6 t/m^3$

$$V_M = 7,9 \cdot 10^6 m^3$$

La hauteur correspondante au volume mort est tirée de la courbe

$$V = f(h).$$

$$h_M = 16 m \quad \text{côte } 820 m$$

I.10 CARACTERISTIQUE VOLUMETRIQUE

Variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur.

- Les surfaces correspondantes à chaque altitude sont déterminées par planimétrie S_{P_i} .

- Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche sont :

$$S_{e_1} = \frac{2}{3} S_{P_1}$$

$$S_{e_{i+1}} = \frac{S_{P_i} + S_{P_{i+1}}}{2} \quad i \geq 1$$

- Les volumes élémentaires correspondants sont :

$$V_1 = S_{e1} \cdot \Delta h_1$$

$$V_{i+1} = S_{e_{i+1}} \cdot \Delta h_{i+1} \quad i \geq 1$$

Δh_i : différence de côtes entre deux courbes de niveau
le volume retenu de chaque couche est déterminé par :

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

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Hauteur h (m)	Surface S_{p_i} (km ²)	Surfaces élémentaires S_{e_i} (km ²)	Volumes élémentaires V_i (10 ⁶ m ³)	Volume retenu V (10 ⁶ m ³)
0	0.00			
5	0.20	0.13	0.67	0.67
10	0.36	0.28	1.40	2.07
15	1.10	0.73	3.65	5.72
20	1.70	1.40	7.00	12.72
25	2.96	2.33	11.65	24.37
30	4.30	3.63	18.15	42.52
35	6.60	5.45	27.25	69.75

A partir de ces résultats on trace la courbe "capacité - surface"

I.11 DETERMINATION DU VOLUME UTILE

le volume utile représente la quantité d'eau pouvant être emmagasinée dans une retenue, et répondant à des besoins multiples (AEP d'une agglomération, irrigation etc...)

Ce volume couvre en principe, la quantité d'eau demandée et, la quantité d'eau perdue par évaporation et par infiltration.

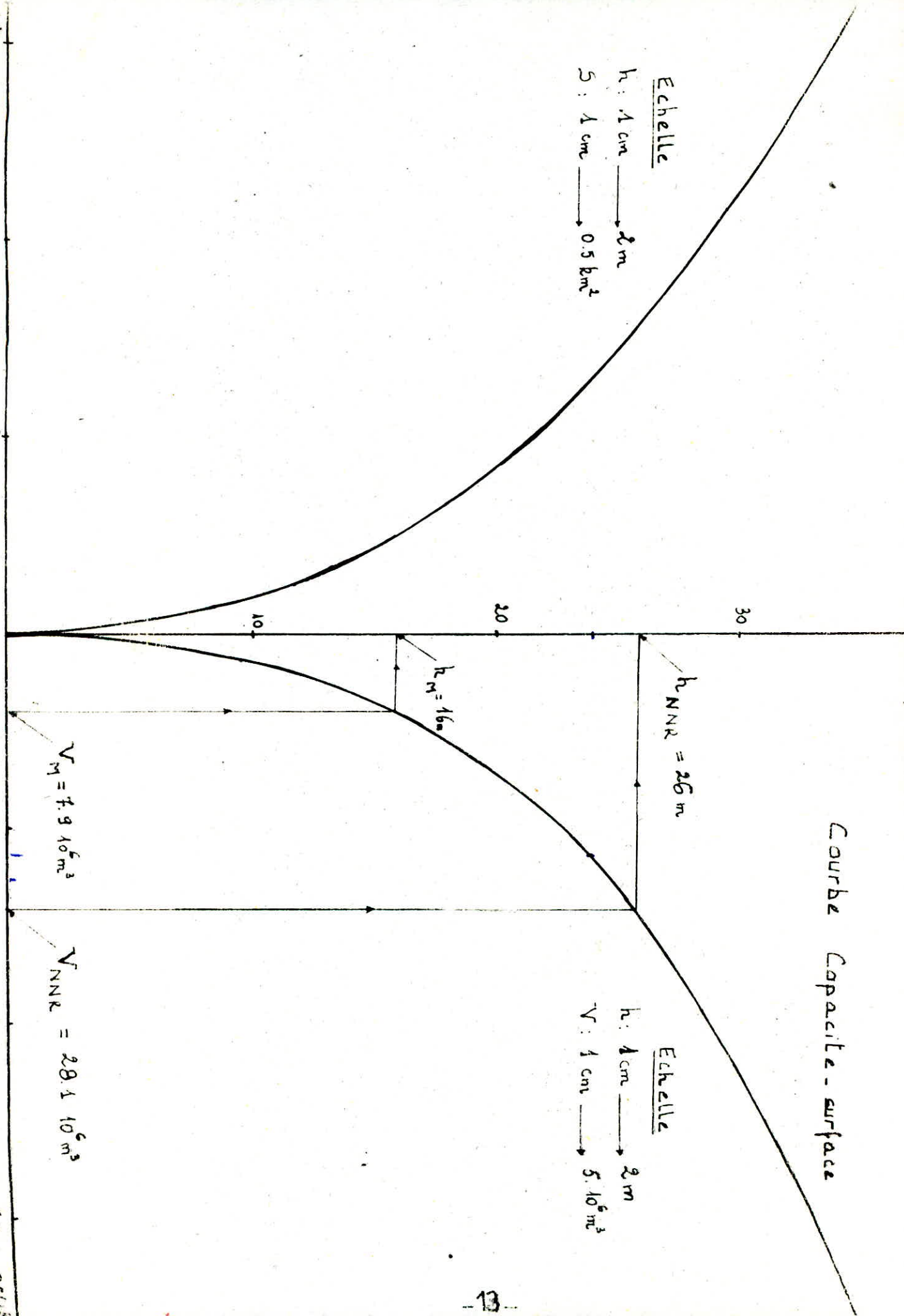
Pour la détermination du volume utile on a proposé la méthode de régularisation

I.11.1 Détermination des surfaces inondées :

Courbe Capacité - surface

Echelle
 h : 1 cm → 2 m
 S : 1 cm → 0.5 km²

Echelle
 h : 1 cm → 2 m
 V : 1 cm → 5 · 10⁵ m³



D'après la courbe "capacité-surface" en fonction de la hauteur et, à partir des apports mensuels on détermine les surfaces irriguées mensuelles.

Données de base :

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Apports ($10^6 m^3$)	13.8	8.7	1.8	8.7	4.5	1.8	4.5	3.3	1.2	8.1	1.2	2.4
Evaporation (mm)	160	65	40	20	10	50	50	115	140	210	250	210
Infiltration (mm)	10	11	9	8.5	9	9.5	8	8.1	5.2	5.6	12	10.2
Consommation ($10^6 m^3$)	0.60	0.36	0.36	0.24	0.24	0.32	0.61	0.85	0.92	1.20	1.36	0.76

I. 11. 2 Méthode de régularisation

La méthode de régularisation permet de déterminer le volume que l'on peut stocker dans le réservoir, d'où le volume régularisé.

On a procédé à différents taux de régularisation (60, 65, 70, 75, 80, 85, 90)

Les calculs effectués par le procédé suivant sont sous forme de tableaux :

- Taux de régularisation : $T_x = 60\%$

- Apport utilisable = $\sum \text{Apports} \times T_x = 60 \cdot 10^6 \times 0.60 = 36 \cdot 10^6 m^3$

- Volume utilisé par hectare = $0.45 \times 365 \times 24 \times 3600 \cdot 10^{-3} = 14.2 \cdot 10^3 m^3 / ha$
avec 0.45 : dose d'irrigation (l/s/ha).

- Surface irriguée : $S_i = \frac{\text{Apport utilisable}}{\text{Volume utilisé par hectare}} = 2957 ha$

- Volume du besoin pour l'irrigation :

$$V_b = \frac{\text{Apport utilisable}}{12} = 3 \cdot 10^6 m^3 / \text{mois}$$

- On procédera de la même façon pour les autres taux de régularisation
Voir tableaux : n° 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9

Tableau n°2

Taux de régularisation $T_x = 60\%$

Mois	Apports mensuels	Surfaces Inondées Km ²	Evaporation mm	Infiltration mm	Volume évaporé 10 ⁶ m ³	Volume infiltré 10 ⁶ m ³	Volume consommé 10 ⁶ m ³	Consommation 10 ⁶ m ³	Volume du besoin 10 ⁶ m ³	Volume restant 10 ⁶ m ³	Volume en fin du mois 10 ⁶ m ³	Mois
	10 ⁶ m ³											
S	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	3	9.89	17.79	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	3	5.23	23.02	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	3	-1.58	21.44	N
D	8.7	1.45	20	8.5	0.029	0.012	0.24	0.281	3	5.42	26.86	D
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	3	1.24	28.10	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	3	-1.54	26.56	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	3	0.85	27.41	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	3	-0.62	26.79	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	3	-2.76	24.03	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	3	3.61	27.63	J
J	1.2	0.25	250	12	0.063	0.003	1.36	1.426	3	-3.23	24.41	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	3	-1.45	22.96	A

Tableau n° 3

Taux de régularisation $T_x = 65\%$

Mois	Apports mensuels	Surfaces inondées	Evaporation	Infiltration	Volume évaporé	Volume infiltré	Volume consommé	Consommation	Volume du besoin	Volume restant	Volume en fin du mois	Mois
	$10^6 m^3$	km^2	mm	mm	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	
S	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	3.25	9.64	17.54	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	3.25	4.98	22.52	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	3.25	-1.83	20.69	N
D	8.7	1.45	20	8.5	0.029	0.012	0.24	0.281	3.25	5.17	25.86	D
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	3.25	0.99	26.85	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	3.25	-1.79	25.06	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	3.25	0.59	25.65	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	3.25	-0.87	24.78	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	3.25	-3.01	21.77	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	3.25	3.36	25.13	J
J	1.2	0.25	250	12	0.063	0.003	1.36	1.426	3.25	-3.47	21.66	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	3.25	-1.70	19.96	A

Tableau n° 4

Taux de regularisation $T_x = 70\%$

Mois	Apports mensuels	Surfaces impondées	Evaporation	Infiltration	Volume évaporé	Volume infiltré	Volume consommé	Consommation	Volume du besoin	Volume restant	Volume en fin du mois	Mois
	$10^6 m^3$	Km^2	mm	mm	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	
S	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	3.5	9.39	17.29	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	3.5	4.73	22.02	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	3.5	-2.08	13.94	N
D	8.7	1.45	20	8.5	0.029	0.012	0.24	0.281	3.5	4.92	24.86	D
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	3.5	0.74	25.60	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	3.5	-2.04	23.56	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	3.5	0.34	23.90	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	3.5	-1.12	22.78	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	3.5	-3.26	19.52	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	3.5	3.11	22.63	J
J	1.2	0.25	250	12	0.063	0.003	1.36	1.426	3.5	-3.73	18.90	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	3.5	-1.95	16.05	A

Tableau n° 5

Taux de regularisation $T_r = 75\%$

Mois	Apports mensuels	Surfaces inondées km ²	Evaporation mm	Infiltration mm	Volume évaporé 10 ⁶ m ³	Volume infiltré 10 ⁶ m ³	Volume consommé 10 ⁶ m ³	Consommation 10 ⁶ m ³	Volume du besoin 10 m ³	Volume restant 10 ⁶ m ³	Volume en fin du mois 10 ⁶ m ³	Mois
	10 ⁶ m ³											
S	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	3.75	9.14	17.04	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	3.75	4.48	21.52	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	3.75	-2.33	19.19	N
D	8.7	1.45	20	85	0.029	0.012	0.24	0.281	3.75	4.67	23.86	D
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	3.75	0.49	24.35	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	3.75	-2.29	22.06	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	3.75	0.09	22.15	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	3.75	-1.37	20.78	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	3.75	-3.51	17.27	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	3.75	2.86	20.13	J
J	1.2	0.25	250	12	0.063	0.003	1.36	1.426	3.75	-3.98	16.15	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	3.75	-2.20	13.95	A

Tableau n° 6

Taux de régularisation $T_x = 80\%$

Mois	Apports mensuels	Surfaces inondées	Evaporation	Infiltration	Volume évaporé	Volume infiltré	Volume consommé	Consommation	Volume du besoin	Volume restant	Volume en fin du mois	Mois
	10^6 m^3	km^2	mm	mm	l							
S	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	4	8.89	16.79	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	4	4.23	21.02	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	4	-2.58	18.44	N
D	8.7	1.45	20	85	0.029	0.012	0.24	0.281	4	4.42	22.86	D.
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	4	0.24	23.0	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	4	-2.54	20.56	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	4	-0.15	20.41	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	4	-1.62	18.79	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	4	-3.76	15.03	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	4	2.61	17.64	J
J	1.2	0.25	250	12	0.068	0.003	1.36	1.426	4	-4.23	13.41	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	4	-2.45	10.96	A

Tableau n°7

Taux de régularisation $T_x = 85\%$

Mois	Apports mensuels	surfaces inondées	Evaporation	Infiltration	Volume évaporé	Volume infiltré	Volume consommé	Consommation	Volume du besoin	Volume restant	Volume en fin de mois	Mois
	$10^6 m^3$	km^2	mm	mm	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	
S	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	4.25	8.64	16.54	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	4.25	3.98	20.52	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	4.25	-2.82	17.70	N
D	8.7	1.45	20	85	0.029	0.012	0.24	0.281	4.25	4.17	21.87	D
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	4.25	-0.01	21.86	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	4.25	-2.79	19.07	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	4.25	-0.40	18.67	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	4.25	-1.87	16.80	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	4.25	-4.01	12.79	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	4.25	2.36	15.15	J
J	1.2	0.25	250	12	0.063	0.003	1.36	1.426	4.25	-4.48	10.67	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	4.25	-2.70	7.97	A

Tableau n° 8

Taux de régularisation $T_x = 90\%$

Mois	Apports mensuels	Surfaces Irriguées	Evaporation	Infiltration	Volume évaporé	Volume infiltré	Volume consommé	Consommation	Volume du besoin	Volume restant	Volume en fin du mois	Mois
	$10^6 m^3$	km^2	mm	mm	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	
S	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	4.5	8.39	16.29	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	4.5	3.73	20.02	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	4.5	-3.08	16.94	N
D	8.7	1.45	20	8.5	0.029	0.012	0.24	0.281	4.5	3.92	20.86	D.
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	4.5	-0.25	20.61	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	4.5	-3.04	17.57	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	4.5	-0.65	16.92	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	4.5	-2.12	14.80	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	4.5	-4.26	10.54	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	4.5	2.11	12.65	J
J	1.2	0.25	250	12	0.063	0.003	1.36	1.426	4.5	-4.73	7.92	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	4.5	-2.95	4.97	A

Tableau n° 9

Taux de régularisation $T_x = 95\%$

Mois	Apports mensuels	Surfaces inondées	Evaporation	Infiltration	Volume évaporé	Volume infiltré	Volume consommé	Consommation	Volume du besoin	Volume restant	Volume en fin du mois	Mois
	$10^6 m^3$	km^2	mm	mm	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	$10^6 m^3$	
S.	13.6	1.86	160	10	0.288	0.018	0.60	0.906	4.75	8.14	16.04	S
O	8.7	1.45	65	11	0.094	0.016	0.36	0.470	4.75	3.48	19.52	O
N	1.8	0.33	40	9	0.013	0.003	0.36	0.376	4.75	-3.32	16.20	N
D	8.7	1.45	20	85	0.029	0.012	0.24	0.281	4.75	3.67	19.87	D.
J	4.5	0.78	10	9	0.008	0.007	0.24	0.255	4.75	-0.50	19.37	J
F	1.8	0.33	50	9.5	0.016	0.003	0.32	0.339	4.75	-3.29	16.08	F
M	4.5	0.78	50	8	0.039	0.006	0.61	0.655	4.75	-0.90	15.18	M
A	3.3	0.58	115	8.1	0.066	0.005	0.85	0.921	4.75	-2.37	12.81	A
M	1.2	0.25	140	5.2	0.035	0.001	0.92	0.956	4.75	-4.01	8.80	M
J	8.1	1.35	210	5.6	0.284	0.008	1.20	1.492	4.75	1.86	10.66	J
J	1.2	0.25	250	12	0.063	0.003	1.36	1.426	4.75	-4.98	5.68	J
A	2.4	0.42	210	10.2	0.089	0.004	0.76	0.853	4.75	-3.20	2.48	A

- le Volume normal du réservoir: est le maximum des volumes en fin du mois

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

$$V_{NNR} = 28.10 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

- la hauteur normale du réservoir est tirée du graphe $V = f(h)$

Elle correspond à V_{NNR}

$$h_{NNR} = 26 \text{ m.} \quad \text{côte: } 830.$$

- le volume util: est la différence entre le volume normal du réservoir et le volume mort.

$$V_u = V_{NNR} - V_M$$

$$V_u = 20.2 \cdot 10^6 \text{ m}^3.$$

I.12. LAMINAGE DES CRUES

Toute submersion d'un barrage entraîne sa destruction et sa ruine qui peut provoquer des dommages à l'aval, d'où la nécessité de calculer le débit maximum des crues pour dimensionner les évacuateurs de crues.

I.12.1. Crue du projet : on a étudié la crue millinaire ayant comme hydrogramme de crues celui défini dans l'étude précédente.

I.12.2. hypothèses de calcul :

a) Un déversoir à profil pratique dont le débit est déterminé par la formule suivante :

$$Q = m b \sqrt{2g} h^{3/2}$$

m : coefficient de débit pris égal à 0.5

b : longueur du déversoir choisie = 170 m

h : hauteur de la lame déversante en m

b) le niveau du seuil coïncide avec la cote normale du réservoir

c) la crue se produit au moment où le niveau de la retenue atteint sa cote normale.

I.12.3. Méthode appliquée :

Pour le calcul des laminages des crues on a proposé la méthode graphique.

Pour une première approche on se donne des valeurs arbitraires de la charge sur le déversoir

Les résultats sont récapitulés dans le tableau n° 10

I.12.4. Détermination de la hauteur maximale sur le déversoir.

En prenant la courbe $h = f(V)$ à partir du niveau normal, on relève les hauteurs caractéristiques 0.5 ; 1 ; 1.5 ; 2 ; 2.5 ; 3 ; 3.5 ; 4 au dessus du niveau normal du réservoir à ces valeurs correspondent des volumes déterminés.

On trace ce tronçon à grande échelle voir planche n° 8

Tableau n:10

h_d (m)	Q_d (m^3/s)	$\frac{\Delta V}{2} = \frac{Q_d}{2} \Delta t$ ($10^6 m^3$)	V ($10^6 m^3$)	$V + \frac{\Delta V}{2}$ ($10^6 m^3$)	$V - \frac{\Delta V}{2}$ ($10^6 m^3$)
0.5	133.1	0.24	1.3	1.54	1.06
1.0	376.5	0.68	2.9	3.58	2.22
1.5	691.7	1.25	4.6	5.85	3.35
2.0	1064.9	1.92	6.7	8.62	4.78
2.5	1488.3	2.68	8.3	10.98	5.62
3.0	1956.4	3.52	10.4	13.92	6.88
3.5	2465.3	4.44	12.2	16.64	7.76
4.0	3012.0	5.42	14.4	19.82	8.98

Sur le même graphique on trace de part et d'autre de la courbe V les courbes $V + \frac{\Delta V}{2}$ et $V - \frac{\Delta V}{2}$

On calcule le débit affluent ainsi que le volume affluent
Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau n:11

On obtient la charge maximale sur le déversoir égale à 3.9 m
ce qui correspond à un débit déversé de 2899.8 m^3/s

$$h_d = 3.9 \text{ m}$$

$$Q_d = 2899.8 \text{ m}^3/s$$

Tableau n° 11

Temps (h)	Crue mil- linaire (m ³ /s)	Δt (h)	$V = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \cdot \Delta t$ (10 ⁶ m ³)	Hauteur deversee h_d (m)	Debit deverse Q_d (m ³ /s)
0	0.00				
1	17.86	0-1	0.03	0.02	1.06
2	71.13	1-2	0.16	0.08	8.52
3	160.71	2-3	0.41	0.16	24.10
4	285.71	3-4	0.80	0.30	61.86
5	446.43	4-5	1.31	0.46	117.46
6	642.86	5-6	1.96	0.64	192.77
7	875.00	6-7	2.73	0.94	343.13
8	1142.86	7-8	3.63	1.32	570.99
9	1446.43	8-9	4.66	1.74	864.16
10	1785.71	9-10	5.81	2.14	1178.66
11	2160.71	10-11	7.10	2.58	1560.26
12	2571.43	11-12	8.51	3.00	1956.37
13	3017.86	12-13	10.06	3.40	2360.41
14	3500.00	13-14	11.70	3.84	2833.12
15	2802.30	14-15	11.34	3.96	2966.96
16	2204.08	15-16	9.01	3.58	2250.31
17	1697.70	16-17	7.02	3.14	2094.90
18	1275.51	17-18	5.35	2.62	1596.69
19	929.85	18-19	3.96	2.20	1228.58
20	653.06	19-20	2.85	1.80	909.24
21	437.50	20-21	1.96	2.46	1452.68
22	275.51	21-22	1.28	1.12	446.27
23	159.44	22-23	0.78	0.80	269.40
24	81.63	23-24	0.43	0.52	141.18
25	34.44	24-25	0.21	0.26	49.91
26	10.20	25-26	0.08	0.12	15.65
27	1.27	26-27	0.02	0.04	3.01
28	0.00	27-28	0.00	0.02	1.06

II ETUDE

GEOLOGIQUE

ETUDE GEOLOGIQUE

L'étude géologique a pour but d'étudier la fondation (l'assise du barrage)

Les travaux ont été menés en deux phases :

Travaux de reconnaissance :

Ils permettent de reconnaître la topographie du rocher, la nature du terrain, sa consistance, sa résistance mécanique.

Ces travaux ont montré l'existence de la bonne roche à 6 m de profondeur sur la rivière et à 4 m sur les versants.

Procédés géophysiques

Ils consistent à mesurer les caractéristiques physiques des roches et des sols et de déduire ensuite la résistance mécanique et la déformabilité des roches de fondation.

**III - DIMENSIONNEMENT
DU
BARRAGE**

III.1. DIMENSION DU BARRAGE

III.1.1. La hauteur du barrage

La hauteur du barrage est déterminée en fonction du niveau des plus hautes eaux majorée d'une hauteur de sécurité. Un décapage de 6 m est prévu pour avoir l'assise rocheuse de la fondation.

III.1.2. Considération sur la revanche

Tout barrage est accompagné d'ouvrages régulateurs établis à une capacité suffisante, pour que dans les conditions les plus défavorables, le plan d'eau ne dépassera pas le niveau fixé auparavant. Néanmoins, pour ne pas avoir à craindre un déversement par dessus l'ouvrage on se donne une hauteur de réserve dite revanche qui tient compte des effets du vent et des vagues. Elle est évaluée à l'aide de formules empiriques :

- Formule de Stevenson :

$$R = 0.75 h_v + \frac{v^2}{2g}$$

R : revanche en m

h_v : hauteur des vagues.

$$h_v = 0.76 + 0.032 \sqrt{UF} - 0.26 \sqrt{F}$$

F : Fetch (2 km)

U : vitesse du vent à 10 m au dessus du plan d'eau (100 km/h)

V : vitesse des vagues en m/s

$$V = 1.5 + 2 h_v$$

- Formule simplifiée.

$$R = 1 + 0.3 F$$

- Formule de Mallet - Paeguant.

$$R = h_v + \frac{v^2}{2g} + a$$

avec $h_v = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} \sqrt{F}$

a: coefficient de sécurité égal à 0.5 m

$$v = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} h_v$$

Tableau récapitulatif des résultats

Formules	Revanche
Stevenson	1.2
Simplifiée	1.6
Mallet - Paeguant	1.7

La hauteur du barrage est donnée par :

$$H_b = H_c + H_e$$

H_e : hauteur escavée égale à 6 m

H_c : hauteur du couronnement

$$H_c = H + H_d + H_s$$

H : hauteur du niveau normal du réservoir

H_d : hauteur de la lame déversante

H_s : hauteur de sécurité

La revanche calculée étant faible, on adoptera une hauteur de sécurité de 3 m

D'où la hauteur du barrage :

$$H_b = 39 \text{ m. cote } 837$$

III.1.3. Longueur en crête du barrage

Elle est mesurée sur le plan topographique d'échelle 1/1000

$$L_c = 643 \text{ m}$$

III.1.4. Largeur en crête

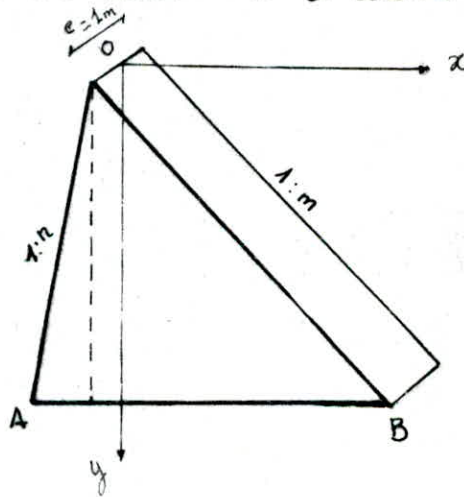
Elle est prise de façon à permettre aux engins d'entretien une circulation facile.

On adoptera une largeur :

$$l_c = 5 \text{ m}$$

III.1.5. Choix du profil de calcul

Le profil de calcul qui sera adopté est un triangle OAB. Le barrage sera calculé en considérant une tranche verticale d'épaisseur unité. Cette dernière se présente comme une poutre prismatique encastree à sa base et libre à l'autre extrémité.



III.2. DETERMINATION DE L'INCLINAISON DES PAREMENT

III.2.1. Parement amont

Il y a intérêt à prendre l'inclinaison n du parement amont très petite et cela pour l'économie du barrage. Il faut également que n ne soit pas complètement nul, pour éviter que la présence du couronnement du barrage produise des efforts d'extension sur le parement.

aval.

Pour concilier tous ces éléments et dans un but de standardisation on prend actuellement pour n la valeur de 0.05.

II.2.2. Parement aval

Le barrage est soumis aux forces suivantes :

- Poussee horizontale de l'eau :

$$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

H : hauteur d'eau en m

γ : poids spécifique de l'eau en t/m^3

- Poussee verticale de l'eau :

$$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$$

n : l'inclinaison du parement amont

- Poids propre du barrage :

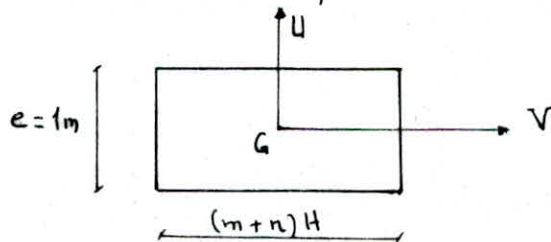
$$P = \frac{1}{2} \gamma_b (m+n) \gamma_b H_b^2$$

H_b : hauteur du barrage (39 m)

γ_b : poids spécifique du béton ($2.4 t/m^3$)

m : inclinaison du parement aval

- Calcul des contraintes à la base du barrage (section la plus dangereuse) : la section de base a pour dimension $e = 1m$ et $b = (m+n)H$



En un point donné de la section la contrainte est donnée par :

$$\sigma = \frac{\sum N}{(m+n)H} \pm \frac{\sum M}{I} \gamma$$

$\sum N$: effort normal

$\sum M$: somme des moments par rapport au centre de gravité G .

I: moment d'inertie de la section par rapport à G

$$I = \frac{1}{12} (m+n)^3 H^3$$

Les fibres les plus sollicitées sont les plus éloignées du centre de gravité G. C'est à dire $V = \left(\frac{m+n}{2}\right) H$

d'où

$$\sigma = \frac{\sum N}{(m+n)H} \pm \frac{6 \sum M}{(m+n)^2 H^2}$$

- Condition de Maurice - Lévy.

Afin d'éliminer les dangers dus aux sous-pressions, Maurice-Lévy préconise que la contrainte en un point A du parement amont soit supérieure à la pression hydrostatique régnant en ce point. C'est à dire :

$$\sigma_A > \gamma H$$

Néanmoins, cette condition impliquant des coûts très élevés (augmentation du volume du béton) ne sera pas totalement respectée, elle le sera qu'en fraction r , on aura alors :

$$\sigma_A > r \gamma H$$

avec r compris entre 0 et 1

Par raison d'économie on choisira $r = 0.5$

$$\frac{\sum N}{(m+n)H} \pm \frac{6 \sum M}{(m+n)^2 H^2} > r \gamma \quad (1)$$

- Calcul de $\sum N$ et $\sum M$

Forces	Bras de levier/G	Moment par rapport à G
$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$	$\frac{1}{3} H$	$\frac{1}{6} \gamma H^3$
$W_v = \frac{1}{2} n \gamma H^2$	$\frac{m-n}{6} H_b$	$\frac{1}{12} (m^2 - n^2) \gamma_b H_b^3$
$P = \frac{1}{2} \gamma_b (n+m) H_b^2$	$\frac{3m+n}{6} H$	$\frac{1}{12} (n+3m)n \gamma H^3$

$$\sum M = \frac{1}{12} (m^2 - n^2) \gamma_b H_b^3 + \frac{1}{12} n (n + 3m) \gamma H^3 - \frac{1}{6} \gamma H^3$$

$$\sum N = \frac{1}{2} (n + m) \gamma_b H_b^2 + \frac{1}{2} n \gamma H^2$$

En remplaçant dans l'équation et après transformation, on obtient l'équation du second degré en m :

$$2\gamma_b (m^2 + nm) + \gamma \left[2n^2 + 4mn - 2 - \frac{1}{2} r (m+n)^2 \right] = 0$$

On remplace n, r, γ et γ_b par leurs valeurs on aura :

$$m^2 + 0.1m - 0.6658 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne la valeur de l'inclinaison du parement axial : m égal à 0.77

$$m = 0.77$$

IV - STABILITE

DU

BARRAGE

IV.1. FORCES AGISSANTES SUR LE BARRAGE

IV.1.1. Poussee horizontale de l'eau: W_H

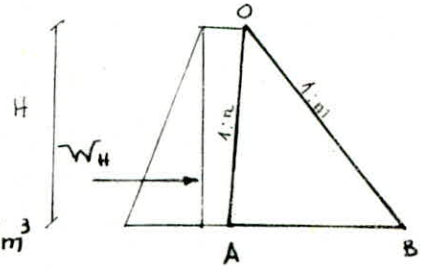
C'est la résultante des pressions élémentaires horizontales s'exerçant sur le parement amont, elle est donnée par la formule suivante :

$$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$$

H : hauteur d'eau dans le réservoir en m

γ : poids spécifique de l'eau pris égal à 1 t/m^3

En direction, elle passe à la hauteur $\frac{H}{3}$ au dessus de la base AB du massif.



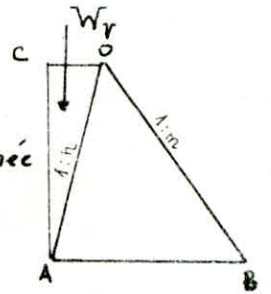
IV.1.2. Poussee verticale de l'eau: W_V

Elle est égale au poids du coin d'eau OAC et donnée par :

$$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$$

n : inclinaison du parement amont

Son point d'application est à $(\frac{2}{3}n + m)H$ du point B.



IV.1.3. Poids propre de l'ouvrage: P

Il est donné par :

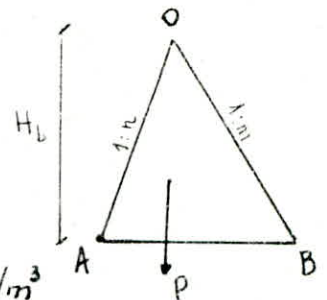
$$P = \frac{1}{2} (n+m) \gamma_b H_b^2$$

H_b : hauteur totale du barrage ($H_b = 39 \text{ m}$)

γ_b : poids spécifique du béton pris égal à 2.4 t/m^3

m : inclinaison du parement aval.

So direction passe à $\frac{1}{3} (2m+n) H_b$ du point B.



IV.1.4. Force due aux sous-pressions: S

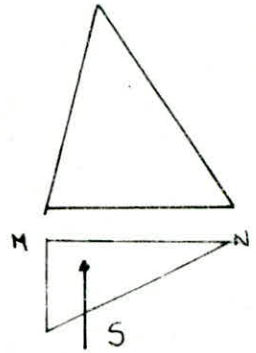
On admet que les sous-pressions se répartissent linéairement

Suivant une droite MN (voir schéma) qui couvrirait les courbes de répartition rencontrées en pratique, avec cette hypothèse S sera égale à :

$$S = \frac{1}{2} m_s (m+n) \gamma H^2$$

m_s : coefficient de sous-pressions
($m_s = 0.7$)

sa direction passe à $\frac{2}{3} (n+m) H$



IV.1.5. Poussée des vases W_s

Elle est due à la vase qui se dépose au fond du réservoir et donné par :

$$W_s = \frac{1}{2} \varphi_s \gamma_s H_s^2$$

H_s : hauteur des vases ($H_s = 16 \text{ m}$)

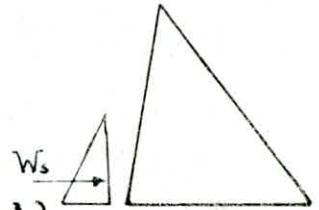
γ_s : poids spécifiques des vases ($\gamma_s = 1.6 \text{ t/m}^3$)

φ_s : coefficients des poussées actives des vases donné par :

$$\varphi_s = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\psi_s}{2} \right)$$

ψ_s : angle de frottement interne des vases ($\psi_s = 18^\circ$)

Son point d'application est à $\frac{H_s}{3} + 6 \text{ (m)}$



IV.1.6. Force d'inertie :

Elle est due à un séisme et peut provoquer de grands dégâts

On supposera qu'elle agit horizontalement dans la direction la plus défavorable selon les cas à considérer, Son intensité est :

$$P_e = P K_s \alpha$$

P : poids du barrage :

K_s : coefficient de sismicité, il est en fonction de l'intensité du séisme et de la classe de l'ouvrage.

Pour une intensité du séisme de 7 degrés sur l'échelle RICHTER

$$K_s = 0.025$$

α : coefficient donné par la formule :

$$\alpha = 1 + 0.5 \frac{h}{H_b}$$

h : hauteur de la section considérée en m.

H_b : hauteur du barrage en m

la direction de la force passe à $\frac{1}{3} H_b$ de la base du barrage

Remarque

Dans le cas du réservoir plein P_e agit de l'amont vers l'aval et de l'aval vers l'amont, cas où le réservoir est vide.

IV.1.7. Poussee sismique de l'eau P_s

Lors d'un seisme l'eau s'éloigne et se rapproche alternativement du massif, il s'en suit une poussée supplémentaire sur la face amont du barrage

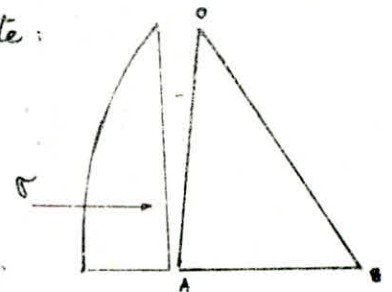
Selon WESTERGAARD la répartition des pressions est donnée par

$$\sigma = K_e C_e K_o \gamma \sqrt{Hh}$$

h : hauteur entre le niveau d'eau dans le réservoir et la section considérée en m

C_e : coefficient donné par la formule suivante :

$$C_e = \frac{0.817}{\sqrt{1 - 7.75 \left(\frac{H}{1000T} \right)}}$$



T : période du phénomène généralement admise entre 0.5 et 1s
(cette hypothèse n'influence pas beaucoup le résultat)

on prendra $T = 0.5$ s

K_e : coefficient dépendant de l'inclinaison du parement amont
Il est donné par un abaque (voir annexe I)

la force P_s est donnée par l'expression suivante :

$$P_s = \frac{2}{3} K_e C_e K_s \gamma H^2$$

Sa direction passe à $0.4 H$ de la base du barrage.

IV.2 STABILITE AU GLISSEMENT

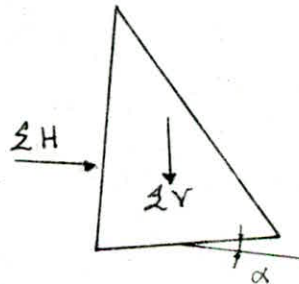
Etant donné l'homothétie par rapport au sommet O du barrage réalisée par toutes les forces, la section la plus sollicitée est la fondation, c'est pourquoi on ne s'intéressera qu'à cette dernière.

Pour favoriser la stabilité vis-à-vis du glissement la fondation sera inclinée de 5% .

Le barrage ne glissera pas sur sa base, si le rapport des forces agissant horizontalement aux forces agissant verticalement sur la fondation restera inférieur à un coefficient de sécurité g , qui dépend de la nature du frottement entre le béton de l'ouvrage, et du sol de la fondation, pris égal à 0.75 .

Autrement dit on a :

$$K_g = \frac{\sum H - t g \alpha}{1 + \frac{\sum H}{\sum V} t g \alpha} \leq g$$



IV.3 STABILITE AU RENVERSEMENT

Le point autour duquel l'ouvrage est susceptible de se renverser est le pied aval du massif (point B). Les moments qui tendront à renverser l'ouvrage sont les moments renversants (M_R) ceux qui tiendront à le maintenir en équilibre sont les moments stabilisants (M_s).

L'ouvrage sera stable vis-à-vis du renversement, si le rapport des moments stabilisants aux moments renversants sera supérieur à un coefficient de sécurité R pris égal à 1.3 .

Autrement dit, il faut vérifier que :

$$K_r = \frac{\sum M_s}{\sum M_R} > 1.3$$

Nous aurons à considérer la stabilité de l'ouvrage dans trois cas

1. Cas d'une crue millénaire : L'eau atteindra le niveau $H = 36\text{ m}$. Dans ce cas le séisme ne sera pas considéré. En effet, il est très rare qu'un séisme et une crue surviennent en même temps.
2. Cas du réservoir normal + séisme : L'eau est au niveau normal du réservoir ($H = 32\text{ m}$)
3. Cas du réservoir vide + séisme : La hauteur d'eau considérée est celle correspondant à la hauteur excavée ($H = 6\text{ m}$)

Pour chaque cas étudié, on vérifie la stabilité au glissement et celle au renversement.

Les calculs sont récapitulés dans les tableaux n° 12, 13, 14

Les résultats

Cas considéré	Crue millénaire	Réservoir au niveau normal + séisme	Réservoir vide + séisme
K_r	1.55	1.92	136.3
K_g	0.73	0.59	0.02

Conclusion:

Dans tous les cas de figure on a :

$$K_r > R = 1.3$$

$$K_g < g = 0.75$$

la stabilité au glissement et au renversement est assurée.

Stabilité du barrage : cas d'une crue millinaire (H = 36 m).

Force	Intensité (t/m)		Bras de Levier / B	Intensité (m)	Moment / B	Intensité (tm/m)	
	Horizontale F_H	Verticale F_v				Stabilisant M_s	Renversant M_R
$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$	648		$\frac{1}{3} H$	12	$\frac{1}{6} \gamma H^3$		7776.0
$W_v = \frac{1}{2} n \gamma H^2$		32.4	$(\frac{2}{3}n + m) H$	28.92	$\frac{1}{2} (\frac{2}{3}n + m) \gamma H^3$	937.0	
$P = \frac{1}{2} (n+m) \gamma_b H_b^2$		1275.3	$\frac{1}{3} (n+2m) H$	19.08	$\frac{1}{6} (n+m)(n+2m) \gamma_b H_b^3$	24332.0	
$W_s = \frac{1}{2} \gamma_s \gamma_s H_s^2$	108.1		$\frac{H_s}{3} + 6$	11.33	$\frac{1}{2} \gamma_s \gamma_s (\frac{H_s}{3} + 6) H_s^2$		1224.8
$S = \frac{1}{2} m_s (n+m) \gamma H^2$		371.9	$\frac{2}{3} (n+m) H_b$	19.66	$\frac{1}{3} (n+m)^2 m_s \gamma H^2 H_b$		7320.0
Σ	756.1	935.8				25269.0	16320.8
	$K_g = 0.73$					$K_r = 1.55$	

67

Stabilité du barrage : Reservoir normal + seisme (H = 32m)

Force	Intensité (t/m ²)		Bras de Levier / B	Intensité (m)	Moment / B	Intensité (tm/ml)	
	Horizontale F _H	Verticale F _V				Stabilisant M _s	Renversant M _R
$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$	512		$\frac{1}{3} H$	10.67	$\frac{1}{6} \gamma H^3$		5461.3
$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$		25.6	$(\frac{2}{3} n + m) H$	25.71	$\frac{1}{2} n (\frac{2}{3} n + m) \gamma H^3$	658.1	
$P = \frac{1}{2} (n+m) \gamma_b H_b^2$		1275.3	$\frac{1}{3} (n+2m) H_b$	19.08	$\frac{1}{6} (n+m)(n+2m) \gamma_b H_b^3$	24332.0	
$W_s = \frac{1}{2} \frac{4}{3} \gamma_s H_s^2$	108.1		$\frac{H_s}{3} + 6$	11.33	$\frac{1}{2} \frac{4}{3} \gamma_s H_s^2 (\frac{H_s}{3} + 6)$		1224.8
$S = \frac{1}{2} m_s (n+m) \gamma H^2$		293.9	$\frac{2}{3} (n+m) H_b$	19.68	$\frac{1}{3} m_s (n+m)^2 H^2 H_b$		5783.6
$P_e = P K_s \alpha$	31.9		$\frac{1}{3} H_b$	12	$\frac{1}{3} P K_s \alpha H_b$		382.6
$P_s = \frac{2}{3} K_e C_e K_s \gamma H^2$	14.2		0.4 H	12.8	$\frac{4}{15} K_e C_e K_s \gamma H^3$		181.4
Σ	666.2	1007.0				24930.1	13033.7
	$K_g = 0.59$					$K_r = 1.92$	

-43-

Tableau n° 14

Stabilité du barrage : Reservoir vide + seisme (H = 6m).

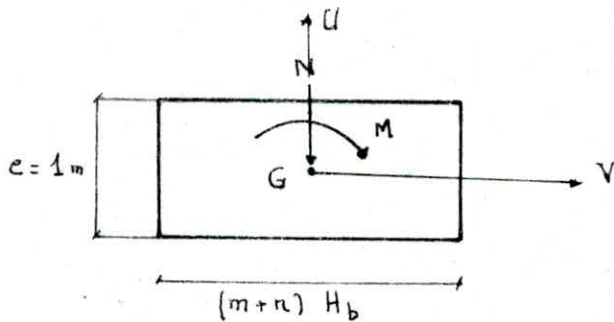
Force	Intensité (t/ml)		Bras de Levier/B	Intensité (m)	Moment / B	Intensité (tm/ml)	
	Horizontale F_H	Verticale F_V				Stabilisant M_S	Renversant M_R
$P = \frac{1}{2} (n+m) \gamma_b H_b^2$		1275.3	$\frac{1}{3} (n+2m) H_b$	19.08	$\frac{1}{6} (n+m) (n+2m) \gamma_b H_b^3$	24332.0	
$S = \frac{1}{2} m_s (n+m) \gamma H^2$		10.3	$\frac{2}{3} (n+m) H_b$	19.68	$\frac{1}{3} m_s (n+m)^2 \gamma H^2 H_b$		203.3
$P_e = P K_s \alpha$	31.9		$\frac{1}{3} H_b$	12	$\frac{1}{3} P K_s \alpha H_b$	382.6	
Σ	31.9	1265				27714.6	203.3
	$K_g = 0.02$					$K_r = 136.3$	

IV.4. VERIFICATION DES CONTRAINTES

Le profil du barrage étant considéré comme une poutre encastree à sa base et libre à l'autre extremité, la section la plus sollicitée est la base de l'ouvrage.

On utilisera la méthode de la résistance des matériaux qui consiste à réduire par rapport au centre de gravité les forces agissant verticalement sur le barrage en une force verticale $\sum N$, les forces horizontales en une force $\sum H$ et en un moment $\sum M = \sum M_s - \sum M_r$

la section de base a pour dimensions e et $(m+n) H_b$



En un point donné de la section la contrainte normale est donnée par:

$$\sigma = \frac{\sum V}{S} \pm \frac{\sum M}{I} \cdot v$$

$\sum V$: effort normal

S : aire de la base $= (m+n) H_b = 29.52 \text{ m}^2$

v : position de la fibre par rapport au centre de gravité G de la section considérée.

La fibre la plus comprimée correspond à :

$$v = \frac{m+n}{2} H_b$$

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe U

$$I = \frac{1}{12} e [(m+n) H_b]^3$$

$$I = 2143.72 \text{ m}^4$$

la contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau = \frac{\sum F_H \cdot m_3^w}{I \cdot e}$$

e : largeur de la section. ($e = 1 \text{ m}$)

$\sum F_H$: la somme des forces horizontales.

m_3^w : moment statique de la section par rapport à G.

$$m_3^w = \frac{(m+n)^2}{8} H^2 \cdot e$$

La vérification des contraintes consiste à avoir :

$$\sigma_{A,B} \leq \sigma_{adm}$$

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

Où σ_{adm} et τ_{adm} sont les contraintes admissibles

$$\sigma_{adm} = 20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{adm} = \frac{1}{5} \sigma_{adm} = 4 \text{ kg/cm}^2$$

Les différents cas à considérer sont les mêmes que ceux de la stabilité

Les calculs sont récapitulés dans les tableaux : 15, 16, 17

Vérification des contraintes : cas d'une crue millinaire (H=36m)

Force	Intensite (t/ml)		Bras de Levier /G	Intensité (m)	Moment /G	Intensite (tm/ml)	
	Horizontale F _H	Verticale F _V				Stabilisant M _s	Renversant M _r
$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$	648.0		$\frac{1}{3} H$	12.00	$\frac{1}{6} \gamma H^3$		7776.0
$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$		32.4	$\frac{1}{6} (3m+n) H$	14.16	$\frac{1}{12} n (3m+n) \gamma H^3$	458.8	
$P = \frac{1}{2} (m+n) \gamma_b H_b^2$		1275.3	$\frac{1}{6} (m-n) H$	4.32	$\frac{1}{12} (m^2 - n^2) \gamma_b H_b^3$	5509.1	
$W_s = \frac{1}{2} \gamma_s \gamma_s H_s^2$	108.1		$\frac{H_s}{3} + 6$	11.33	$\frac{1}{2} \gamma_s \gamma_s (\frac{H_s}{3} + 6) H_s^2$		1224.8
$S = \frac{1}{2} (m+n) m_s \gamma H^2$		371.9	$\frac{1}{6} (m+n) H$	4.92	$\frac{1}{12} (n+m)^2 m_s \gamma H^2 H_b$		1830.0
Σ	756.1	935.8				5967.9	10830.8
$\sigma_A = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ (traction)				$\sigma_B = 6.5 \text{ kg/cm}^2$		$\tau = 3.8 \text{ kg/cm}^2$	

47-

Verification des contraintes : Cas du reservoir normal + seisme (H = 32 m)

Force	Intensité (t/ml)		Bras de Levier /G	Intensité (m)	Moment /G	Intensité (tm/ml)	
	Horizontale	Verticale				Stabilisant M_s	Renversant M_r
$W_H = \frac{1}{2} \gamma H^2$	512.0		$\frac{1}{3} H$	10.67	$\frac{1}{6} \gamma H^3$		5461.3
$W_V = \frac{1}{2} n \gamma H^2$		25.6	$\frac{1}{6} (3m+n) H$	12.59	$\frac{1}{12} n (3m+n) \gamma H^3$	322.2	
$P = \frac{1}{2} (m+n) \gamma_b H_b^2$		1275.3	$\frac{1}{6} (m-n) H_b$	4.32	$\frac{1}{12} (m^2 - n^2) \gamma_b H_b^3$	5509.1	
$W_s = \frac{1}{2} \gamma_s \gamma_s H_s^2$	108.1		$\frac{H_s}{3} + 6$	11.33	$\frac{1}{6} \gamma_s \gamma_s \left(\frac{H_s}{3} + 6 \right) H_s^2$		1224.8
$S = \frac{1}{2} m_s (n+m) \gamma H^2$		293.9	$\frac{1}{6} (m+n) H_b$	4.92	$\frac{1}{12} (n+m)^2 m_s \gamma H^2 H_b$		1446.0
$P_e = P K_s \alpha$	31.9		$\frac{1}{3} H_b$	12.00	$\frac{1}{3} P K_s \alpha H_b$		382.5
$P_s = \frac{2}{3} K_e C_e K_s \gamma H^2$	14.2		0.4 H	12.8	$\frac{4}{15} K_e C_e K_s \gamma H^3$		181.4
Σ	666.2	1007				5831.3	8696.1

$$\sigma_A = 1.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_B = 5.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 3.4 \text{ kg/cm}^2$$

Tableau n° 17

Verification des contraintes : Cas, reservoir vide + seisme (H = 6 m)

Force	Intensité (t/ml)		Bras de Levier / G	Intensité (m)	Moment / G	Intensité (tm/ml)	
	Horizontale F_H	Verticale F_V				Stabilisant M_s	Renversant M_r
$P = \frac{1}{2} (n+m) \gamma_b H_b^2$		1275.3	$\frac{1}{6} (m-n) H_b$	4.32	$\frac{1}{12} (m^2 - n^2) \gamma_b H_b^3$	5509.1	
$S = \frac{1}{2} (m+n) m_s \gamma H^2$		10.3	$\frac{1}{6} (m+n) H_b$	4.92	$\frac{1}{12} m_s (m+n)^2 \gamma H_b H^2$		50.8
$P_e = P K_s \alpha$	31.9		$\frac{1}{3} H_b$	12.00	$\frac{1}{3} P K_s \alpha H_b$	127.5	
$\frac{1}{2}$	31.9	1265.0				5636.6	50.8
$\sigma_A = 8.2 \text{ kg/cm}^2$			$\sigma_B = 0.5 \text{ kg/cm}^2$		$\tau = 0.16 \text{ kg/cm}^2$		

Resultats

Cas considéré	Crue millinaire	Reservoir normal + Seisme	Reservoir vide + seisme
σ_A (kg/cm ²)	(-) 0.2	1.4	8.20
σ_B (kg/cm ²)	6.5	5.4	0.50
τ (kg/cm ²)	3.8	3.4	0.16
Répartition des contraintes normales			
Répartition des contraintes tangentielles			

Conclusions

Toutes les contraintes de compression sont inférieures à la contrainte admissible $\sigma_{adm} = 20 \text{ kg/cm}^2$.

La contrainte de traction est inférieure à la contrainte admissible en traction. $\sigma_{adm} = 6 \text{ kg/cm}^2$

Les contraintes de cisaillement sont inférieures à la contrainte admissible au cisaillement. $\tau_{adm} = 5 \text{ kg/cm}^2$

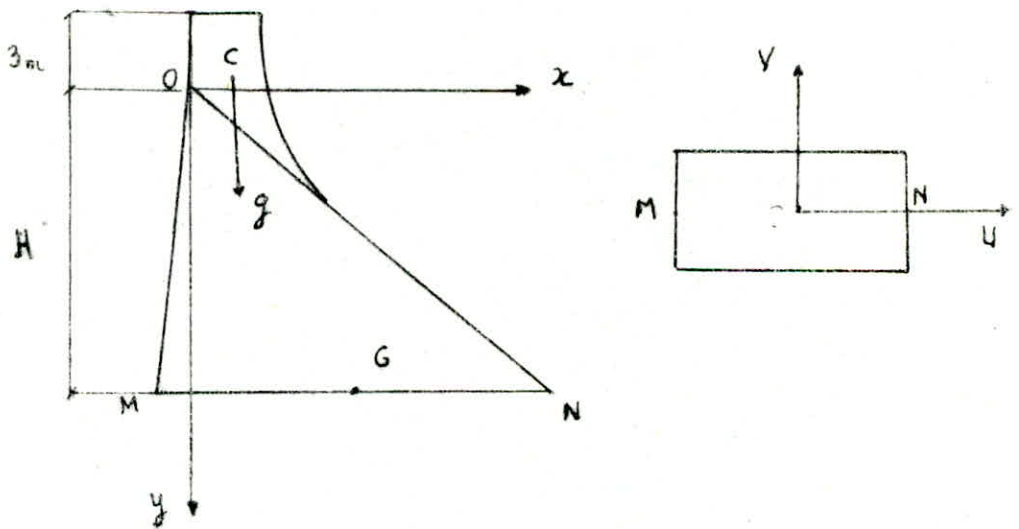
IV.5 Calcul complémentaire relatif à l'influence des maçonneries sur-ajoutées pour le couronnement.

Le couronnement qui se superpose au profil triangulaire schématique ne présente qu'un petit volume vis à vis de l'ensemble du barrage, aussi son influence est insignifiante pour les parties basses de l'ouvrage. Mais, elles peuvent être importantes pour les parties supérieures dans lesquelles les taux de travail sont faibles.

En particulier, il sera prudent de s'assurer qu'il ne se développe pas de contraintes de traction sur le parement aval dans le cas du réservoir vide.

IV 5.1. Inventaire des forces:

On considère une coupe transversale dans le corps du barrage à la profondeur H



IV 5.1. a) Poids supplémentaire du couronnement

Il est déterminé graphiquement $g = 93 \text{ t/ml}$

Son point d'application est à 1.44 m du point O ($\overline{OC} = 1.44 \text{ m}$)

Son moment par rapport à G $M_g = g \left(\frac{m-n}{6} H - \overline{OC} \right)$

IV 5.1. b) Poids propre du barrage

$$P = \frac{1}{2} (m+n) \gamma_b H^2$$

Son moment par rapport à G est: $M_p = \frac{1}{12} (m^2 - n^2) \gamma_b H^3$

IV.5.1.c) Force due au seisme

$$P_e = P K_s \alpha$$

son moment par rapport à G $M_{P_e} = \frac{1}{3} P K_s \alpha H$

La contrainte en M, N est donnée par :

$$\sigma_{M,N} = \frac{\sum N}{(m+n)H} \pm \frac{6 \sum M}{(m+n)^2 H^2}$$

$$\sum N = \frac{1}{2} \gamma_b (m+n) H^2 + g.$$

$$\sum M = \frac{1}{12} (m^2 - n^2) \gamma_b H^3 + \frac{1}{3} P K_s \alpha H + g \left(\frac{m-n}{2} H - \overline{OC} \right)$$

Après avoir transformé ces expressions et remplacé les variables par leur valeur on obtient la contrainte en fonction de H. ($\sigma = f(H)$) sur le parement aval

$$\sigma_N = \frac{119.5}{H^2} - \frac{18.52}{H} - 0.013 H \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Pour calculer la contrainte maximale, on étudie la fonction $\sigma = f(H)$.

Sa dérivée s'annule pour $H = 15.54 \text{ m}$, d'où la contrainte maximale

$$\sigma_{\text{max}} = (-) 0.9 \text{ kg/cm}^2$$

Cette contrainte est inférieure à la contrainte admissible en traction, donc la présence du couronnement n'a pas d'effet néfaste sur le barrage.

OUVRAGES

ANNEXES

V.1. PRISE D'EAU

La prise d'eau est l'ouvrage qui permettra de tirer l'eau nécessaire pour l'irrigation, elle sera constituée d'une tour à différents étages de prises et d'une canalisation qui traversera le corps du barrage.

V.1.1 Dimensionnement de la prise

Son dimensionnement consiste en la détermination du diamètre de la conduite en tenant compte du débit à fournir, ce dernier sera déterminé en considérant les volumes des besoins, la période d'irrigation (7 mois) et le temps d'arrosage par jour (14 heures). Pour tenir compte des pertes par évaporation dans les canaux le débit calculé sera majoré de 10%.

Le débit est donc :

$$Q = 1.1 \frac{V}{t}$$

Q : débit véhiculé (m^3/s)

V : volume demandé ($5.14 \cdot 10^6 m^3/mois$)

t : temps (1 mois à raison de 14/j)

$$Q = 3.8 m^3/s$$

Le débit Q sortant et la surface submergée du réservoir $S(H)$ sont liés par la relation suivante :

$$Q dt = S(H) dH$$

$S(H)$: surface submergée correspondante à la cote H (tirée de la courbe hauteur - surface à l'instant dt)

dH : variation de la hauteur pendant le temps dt prise égale à 0.25m

Le débit sortant est donné par :

$$Q = m \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{2gH}$$

m : coefficient de débit égal à 0.5

D : diamètre de la conduite en m

en égalisant les relations (1) et (2) on aura :

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

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

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

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

Cette intégrale peut s'écrire sous la forme suivante

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

D'où on tire le diamètre D

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

La satisfaction des besoins en eau pendant un mois correspond à une diminution de 2 m du plan d'eau à partir du niveau normal du réservoir. C'est pourquoi la première fenêtre de prise sera placée à une profondeur au moins égale à 2 m.

On se fixe une profondeur $h = 2.1$ m et l'on dresse le tableau suivant :

Hauteur d'eau (m)	charge H_i (m)	ΔH_i m	$S(H_i)$ km^2	$S(H_i) \Delta H_i$ 10^6m^3	$S(H_i) \Delta H_i / \sqrt{H_i}$ 10^6
26.00	2.10	0.25	3.20	0.800	0.552
25.75	1.85	0.25	3.13	0.783	0.576
25.50	1.60	0.25	3.10	0.775	0.613
25.25	1.35	0.25	2.95	0.738	0.635
25.00	1.10	0.25	2.90	0.725	0.691
24.75	0.85	0.25	2.85	0.713	0.773
24.50	0.60	0.25	2.75	0.688	0.888
24.25	0.35	0.25	2.70	0.675	1.141
24.00	0.10	0.25	2.65	0.663	2.091
$\Sigma =$					7.965

Le diamètre calculé est $D = 1.74 \text{ m}$ avec une vitesse $V = 1.6 \text{ m/s}$

Le même travail est refait avec les profondeurs 2.1 ; 2.3 ; 2.4 ; 2.5
Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Profondeur (m)	2.1	2.3	2.4	2.5
Diamètre (m)	1.74	1.72	1.52	1.48
Vitesse (m/s)	1.60	1.63	2.00	2.20

Conclusion :

Pour des meilleures conditions d'écoulement le diamètre sera fixé à la valeur $D = 1.75 \text{ m}$ ce qui correspond à une vitesse d'écoulement $V = 1.58 \text{ m/s}$. La tour de prise comprendra trois fenêtres dont la première sera placée à la profondeur $P_1 = 2.3 \text{ m}$, la seconde à $P_2 = 5.3 \text{ m}$ et la troisième à $P_3 = 8.3 \text{ m}$. Les fenêtres seront disposées de telle façon que leurs axes feront des angles de 60° .

V.2. DERIVATION PROVISOIRE

Les apports de l'oued sont relativement faibles en période estivale une conduite de diamètre convenable évacuera ces eaux ce qui permettra de réaliser les premiers plots. Une fois ces derniers construits, et le temps de réaliser la vidange de fond, afin de dériver ces eaux au cours de la suite des travaux, l'eau sera évacuée à travers l'espace séparant les plots.

V.3. VIDANGE DE FOND

La vidange de fond est une conduite qui a comme fonctions principales :

- l'évacuation d'une partie du débit de crue.
- l'abaissement du niveau du réservoir pour rendre possible la visite et l'entretien du barrage et des ouvrages annexes.
- l'évacuation des vases.
- l'évacuation des eaux en cas de catastrophe.

V.3.1 Dimensionnement :

La conduite devra évacuer le volume du réservoir ($V = 28.1 \cdot 10^6 \text{ m}^3$) en un temps t fixé à 21 jours.

La méthode de dimensionnement est la même que celle de la prise d'eau.

Les calculs sont récapitulés dans le tableau n° 18

Le diamètre est donné par :

$$D^2 = \frac{4}{\pi m \sqrt{g}} \frac{V}{t} \sum \frac{S(H_i) \Delta H_i}{\sqrt{H_i}}$$

D'où on aura $D = 1.5 \text{ m}$.

La vidange de fond sera une galerie de 1.5 m de diamètre qui traversera le corps du barrage :

H_i (m)	ΔH_i (m)	$S(H_i)$ km^2	$S(H_i) \Delta H_i$ 10^6m^3	$S(H_i) \Delta H_i / \sqrt{H_i}$ 10^6
26	1	3.20	3.20	0.63
25	1	2.95	2.95	0.59
24	1	2.70	2.70	0.55
23	1	2.50	2.50	0.52
22	1	2.32	2.32	0.49
21	1	2.12	2.12	0.46
20	1	1.92	1.92	0.43
19	1	1.72	1.72	0.39
18	1	1.54	1.54	0.36
17	1	1.38	1.38	0.33
16	1	1.22	1.22	0.31
15	1	1.06	1.06	0.27
14	2	0.80	1.60	0.43
12	2	0.58	1.16	0.33
10	2	0.46	0.92	0.29
8	2	0.34	0.68	0.24
6	2	0.24	0.48	0.20
4	2	0.14	0.28	0.14
2	2	0.08	0.16	0.11
$\Sigma =$				7.07

V.4. EVACUATEUR DE CRUE

V.4.1. But et choix du débit de crue

L'importance du choix d'un débit de crue assez élevé pour que le barrage ne soit pas submergé provient du danger que court tout ouvrage lorsqu'il est surmonté.

Le barrage peut périr, en effet, sous l'action de diverses causes, mais l'expérience montre que l'insuffisance des ouvrages évacuateurs a été dans le passé une cause très importante ; On doit choisir le débit de crue de façon que les chances de retour d'une rupture de barrage soient assez faibles.

Le deversoir devra être dimensionné de façon à pouvoir évacuer les eaux de crue et sans incident.

V.4.2. Choix de l'emplacement de l'évacuateur

Dans le cas d'un barrage poids, le site idéal de l'évacuateur est le milieu du barrage. C'est à dire qu'il constitue un évacuateur frontal.

V.4.3. Profil du deversoir

Le deversoir adopté sera du type Creager qui permettra d'éviter le phénomène de la cavitation qui par suite, nuira au béton du deversoir.

Creager a établi les coordonnées du profil dans le cas d'une charge de 1 m. Etant donné que dans ce type d'écoulement, les forces prépondérantes sont celles de pesanteur et d'inertie. Par application de la similitude de Reech-Froude on peut obtenir les coordonnées du profil pour une charge différente de 1 m.

Le rapport de dimension est λ :

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X} \implies X_1 = \lambda X \implies X_1 = \frac{H_1}{H} X$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{y_1}{y} \implies y_1 = \lambda y \implies y_1 = \frac{H_1}{H} y$$

X, y sont les coordonnées obtenues pour $H = 1 \text{ m}$,

X_1, y_1 sont les coordonnées pour la charge de conception ($H = 4 \text{ m}$)

Coordonnées du profil pour $H = 4 \text{ m}$

PROFIL : $H = 1.0 \text{ m}$		PROFIL : $H_1 = 4.0 \text{ m}$	
X	y	X_1	y_1
0.0	0.126	0.0	0.504
0.1	0.036	0.4	0.144
0.2	0.007	0.8	0.028
0.3	0.000	1.2	0.000
0.4	0.006	1.6	0.024
0.6	0.060	2.4	0.240
0.8	0.146	3.2	0.584
1.0	0.256	4.0	1.024
1.2	0.393	4.8	1.572
1.4	0.564	5.6	2.256
1.7	0.873	6.8	3.492
2.0	1.835	8.0	7.340
2.5	1.980	10	7.920
3.0	2.824	12	11.296
3.5	3.818	14	15.272
4.0	4.930	16	19.720
4.5	6.220	18	24.88

Le raccordement du profil au radier est un arc de rayon $R = 105 \text{ m}$ déterminé en fonction de $\frac{H}{P}$ voir annexe II

I.4.4 Calcul hydraulique du déversoir et du dissipateur d'énergie:

I.4.4.1 Débit déversé

Le débit à travers un pertuis est donné par :

$$Q_1 = \epsilon m b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

m : coefficient de debit = 0.49

b : largeur d'un pertuis = 24.3 m (on a pris 7 pertuis)

H_0 : charge deversante

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

H : hauteur d'eau deversante = 4 m.

v : vitesse d'approche (negligeable).

ϵ : coefficient de contraction laterale donne par la formule suivante:

$$\epsilon = 1 - a \frac{H_0}{b + H_0}$$

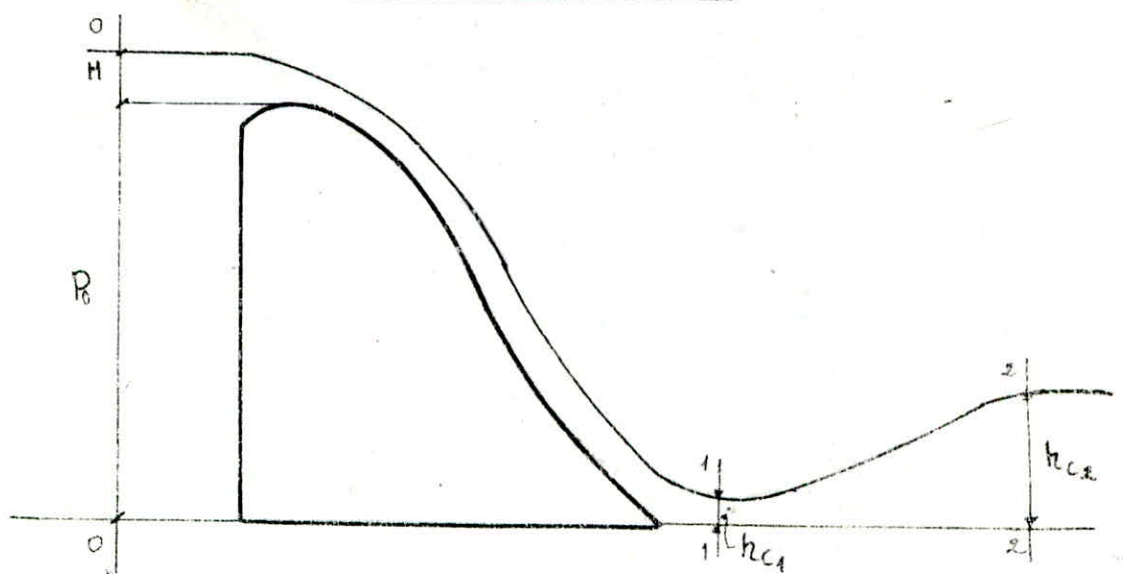
a : coefficient dependant de la forme des piles, pour celle schematisee ci-dessous $a = 0.11$



Les calculs donnent un debit deverse \bar{a} travers un pertuis :

$$Q_1 = 415.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

I.4.4.2 Profondeur contractee h_{c1} a l'aval



L'equation de Bernoulli entre les sections (0-0) et (1-1) est :

$$H_0 = h_{c_1} + \frac{\alpha q^2}{2g h_{c_1}^2} + \Delta h$$

H_0 : énergie totale du bief amont, en m.

h_{c_1} : profondeur contractée en m

Δh : pertes de charge données par l'expression suivante:

$$\Delta h = \zeta \frac{q_1^2}{2g h_{c_1}^2}$$

ζ : coefficient de pertes de charge

q_1 : débit spécifique donné par

$$q = \frac{Q}{L}$$

Q : débit total déversé

$$Q = n Q_1$$

n : nombre de pertuis = 7

Q_1 : débit à travers un pertuis = $415.4 \text{ m}^3/\text{s}$

L : longueur du bassin d'amortissement

$$L = n l_1 + (n-1) l_2$$

l_1 : longueur d'un pertuis

l_2 : largeur d'une pile (1m)

$$q = 16.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

Donc

$$H_0 = h_{c_1} + (1+\epsilon) \frac{q^2}{2g h_{c_1}^2}$$

on pose

$$y = 1/\sqrt{1+\epsilon}$$

y : coefficient de vitesse

$$H_0 = h_{c_1} + \frac{q^2}{2g h_{c_1}^2 y^2}$$

D'où on tire:
$$h_{c_1} = \frac{q}{y \sqrt{2g(H_0 - h_{c_1})}}$$

Ψ est donné par:

$$\Psi = 0.97 + 0.19 \lg\left(\frac{H_0}{P_0}\right)$$

P_0 : hauteur du deversoir = 28 m.

Après calcul on tire:

$$h_{c_1} = 0.82 \text{ m.}$$

IV.4.4.3. Profondeur contractée h_{c_2} :

En appliquant le théorème de la quantité de mouvement entre les deux sections (1-1) et (2-2) on aura:

$$\frac{\alpha_1 q^2}{g h_{c_1}} + \frac{h_{c_1}^2}{2} = \frac{\alpha_2 q^2}{g h_{c_2}} + \frac{h_{c_2}^2}{2} \quad (1)$$

h_{c_2} : la deuxième profondeur conjuguée en m
 α_1 et α_2 sont des coefficients de vitesse.

La profondeur critique est donnée par:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}$$

Après transformation, l'équation (1) devient:

$$h_{c_1} \cdot h_{c_2} (h_{c_1} + h_{c_2}) = 2 h_{cr}^3 \quad (2)$$

La résolution de l'équation (2) donne:

$$h_{c_2} = \frac{h_{c_1}}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_{c_1}} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h_{c_2} = 7.8 \text{ m.}$$

IV.4.4.4. Profondeur d'eau h_E au bief aval

L'eau, une fois dépassant le paroi et le radier sera évaluée par le cours du œud dont les caractéristiques sont les suivantes:

$$\text{pente } i = 0.004$$

Talus $m = 3/1$

rugosité $\eta = 1/30$

largeur au ovéd $b = 70\text{m}$

Le débit évacué est donné par :

$$Q = \frac{1}{n} \frac{S^{5/3}}{\chi^{2/3}} \sqrt{i}$$

S : section mouillée du ovéd supposé trapézoïdale

$$S = bh_t + mh_t^2$$

χ : périmètre mouillé

$$\chi = b + 2\sqrt{1+m^2} h_t$$

d'où :

$$\frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{(bh_t + mh_t^2)^{5/3}}{(b + 2\sqrt{1+m^2} h_t)^{2/3}}$$

La résolution de l'équation donne :

$$h_t = 6\text{m}$$

Conclusion :

La hauteur contractée h_{c_2} est supérieure à h_t . Le ressaut est donc éloigné d'où la nécessité d'un dissipateur d'énergie qui permette d'inonder ce ressaut.

Notre choix s'est porté sur une paroi d'amortissement.

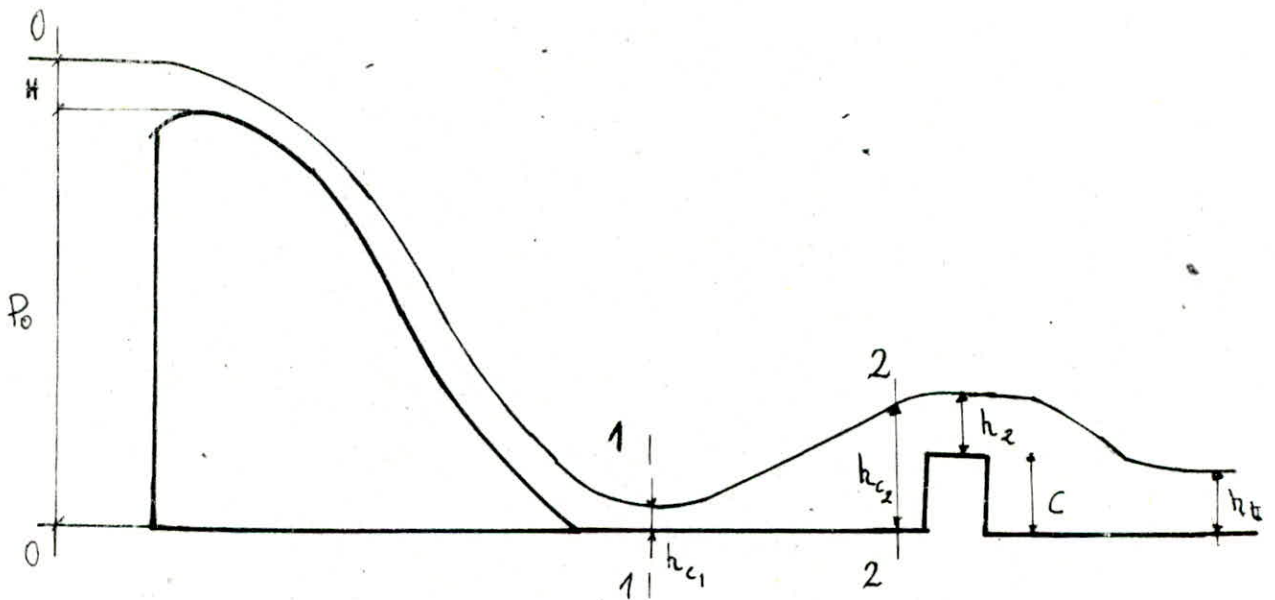
I.4.4.5 Dimensionnement de la paroi d'amortissement

La hauteur de la paroi est :

$$C = Dh_{c_2} - h_2$$

D : coefficient de noyage du ressaut $D = 1.1$

h_2 : hauteur d'eau sur la crête de la paroi



La charge près de la paroi est:

$$H_{02} = h_2 + \frac{\alpha q^2}{2g(Dh_{c2})^2}$$

α : coefficient d'énergie cinétique ($\alpha = 1.1$)

h_{c2} : la deuxième profondeur contractée

Le débit \bar{q} à travers la paroi est:

$$q = m \sigma_n L \sqrt{2g} H_{02}^{3/2}$$

m : coefficient de débit ($m = 0.42$)

L : longueur du bassin ($L = 176.1 \text{ m}$).

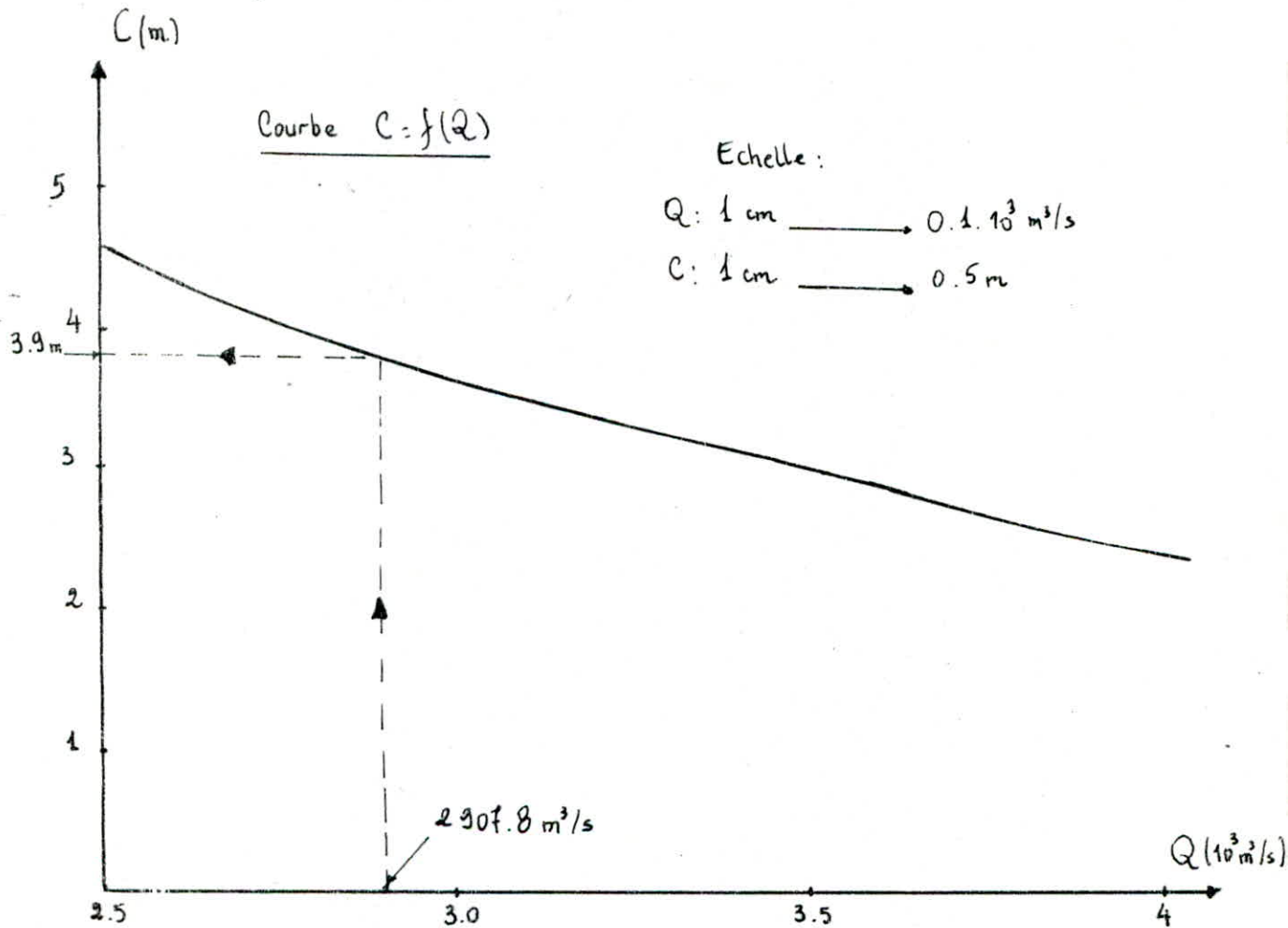
σ_n : coefficient de noyade en fonction de $\frac{h_t - C}{h_2}$. Voir annexe III

Le calcul de la hauteur de la paroi d'amortissement C se fait par approximations successives en se donnant des valeurs de première approximation à C .

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

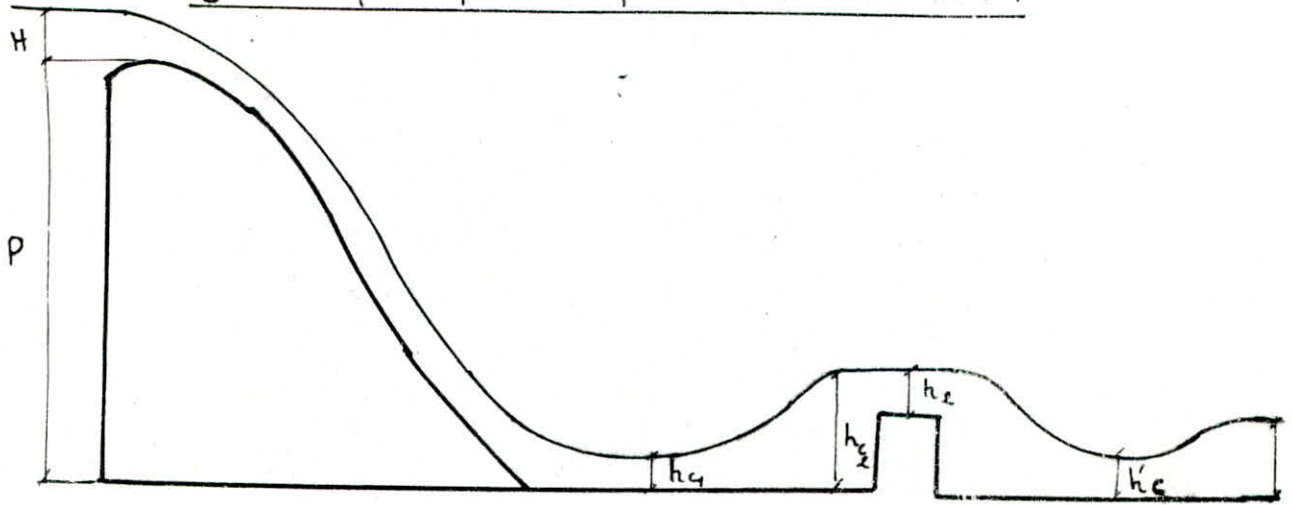
C (m)	h_e (m)	H_{02} (m)	$h_t - C$ (m)	σ_n	Q (m ³ /s)
2.0	6.6	6.8	3.0	0.768	4461.5
2.5	6.1	6.3	2.5	0.775	4014.8
3.0	5.6	5.8	2.0	0.785	3592.3
3.5	5.1	5.3	1.5	0.800	3197.9
4.0	4.6	4.8	1.0	0.830	2859.5

Le tracé de la courbe $C = f(Q)$ nous permet de déterminer la valeur de C correspondante au débit déversé $Q = 2907.8 \text{ m}^3/\text{s}$



Pour $Q = 2907.8 \text{ m}^3/\text{s}$ on a $C = 3.9 \text{ m}$

IV.4.6 Verification de la possibilité de formation d'un ressaut hydraulique après la paroi d'amortissement.



La charge devant la paroi est :

$$H_{02} = Dh_{c2} + \frac{\alpha q^2}{2g(Dh_{c2})^2}$$

Connaissant H_{02} on calcule la profondeur contractée à l'aval de la paroi h'_c

$$h'_c = \frac{q}{\psi \sqrt{2g(H_{02} - h'_c)}}$$

ψ : coefficient de vitesse ($\psi = 1$).

Les calculs donnent $h'_c = 1.4 \text{ m}$

La deuxième profondeur contractée est h''_c :

$$h''_c = \frac{h'_c}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h'_c} \right)^3} - 1 \right]$$

$$h''_c = 5.7 \text{ m}$$

Conclusion :

$h''_c = 5.7 \text{ m}$ est inférieure à $h_f = 6 \text{ m}$, le ressaut est donc inondé, la dissipation d'énergie est assurée par la paroi d'amortissement.

II.4.4.7 Longueur du radier L_r .

Elle est donnée par l'expression suivante:

$$L_r = \beta L_{rp}$$

L_{rp} : longueur du ressaut parfait

β : coefficient compris entre 0.6 et 1; $\beta = 0.8$

$$L_{rp} = 2.5 (1.9 h''_{c2} - h''_{c1})$$

D'où: $L_r = 28 \text{ m}$

VI.4.4.8 Longueur de l'arrière radier L_{ar} .

$$L_{ar} = 1.5 L_r$$

$$L_{ar} = 42 \text{ m.}$$

**VI - DIMENSIONNEMENT
DES
CANAUX**

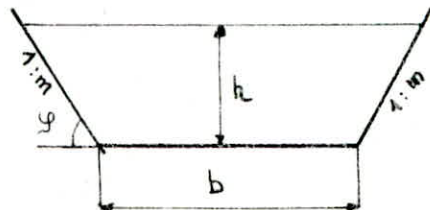
VI.1. DIMENSIONNEMENT DU CANAL PRINCIPAL

VI.1.1 Introduction

Le canal principal est destiné à transporter le débit demandé du barrage jusqu'au point de bifurcation (voir schéma).

Il a les caractéristiques suivantes:

- profil trapézoïdal en béton
- Rugosité: $n = 0.014$
- pente du radier: $i = 0.00036$
- débit maximum: $Q_{max} = 3.8 \text{ m}^3/\text{s}$
- débit minimum: $Q_{min} = 2.0 \text{ m}^3/\text{s}$
- Concentration d'alluvions dans l'eau: $p = 0.7 \text{ kg/m}^3$
- la composition granulométrique des alluvions est la suivante:



Diamètre: (mm)	0.25 - 0.10	0.10 - 0.05	0.05 - 0.01	< 0.01
Pourcentage P %	2	23	25	50

VI.1.2. Choix de la pente m

Pour des raisons technico-économiques, on cherche à avoir pour une section donnée le plus petit périmètre mouillé. ce qui est traduit mathématiquement par:

$$\frac{dP}{dm} = 0 \quad (1)$$

$$\text{Périmètre mouillé: } P = b + 2h\sqrt{1+m^2} \quad (2)$$

$$\text{Section mouillée: } S = bh + mh^2 \quad (3)$$

b: largeur du canal

h: hauteur d'eau.

on tire b de l'équation (3) et l'on remplace dans (2) on aura:

$$P = \frac{S}{h} + h(2\sqrt{1+m^2} - m) \quad (4)$$

En dérivant l'équation (4) par rapport m et en l'égalisant à zéro on tire :

$$m = \frac{1}{\sqrt{3}}$$

VI 1.3. Profil du débit maximum

Pour une section donnée, on cherche à avoir un débit maximum pour un périmètre mouillé minimum. On écrit alors :

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

En utilisant les expressions (2) et (3), après dérivation on aura :

$$\frac{b}{h} = 2(\sqrt{1+m^2} - m) \quad (5)$$

VI 1.4. Calcul du tirant d'eau h et de la largeur b du canal

Le débit véhiculé par le canal est donné par la formule de Chezy :

$$Q = C S \sqrt{Ri}$$

C : coefficient de Chezy donné par la formule de Manning :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

d'où
$$Q = \frac{1}{n} R^{1/6} S \sqrt{Ri} \quad (6)$$

R : rayon hydraulique : $R = \frac{S}{P}$ en m

S : section mouillée en m^2

Q : débit véhiculé en m^3/s

i : pente hydraulique (Dans le cas de l'écoulement uniforme elle se confond avec la pente géométrique)

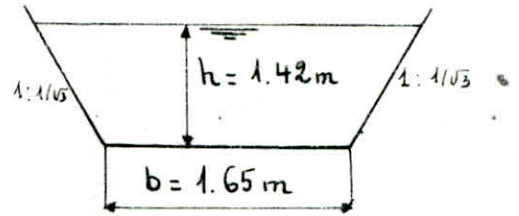
En remplaçant dans l'équation (6), S et R par leurs expressions on aura :

$$\frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{(bh + mh^2)^{5/3}}{(b + 2h\sqrt{1+m^2})^{2/3}} \quad (7)$$

La résolution des équations (5) et (7) donne

$$h = 1.42 \text{ m}$$

$$b = 1.65 \text{ m}$$

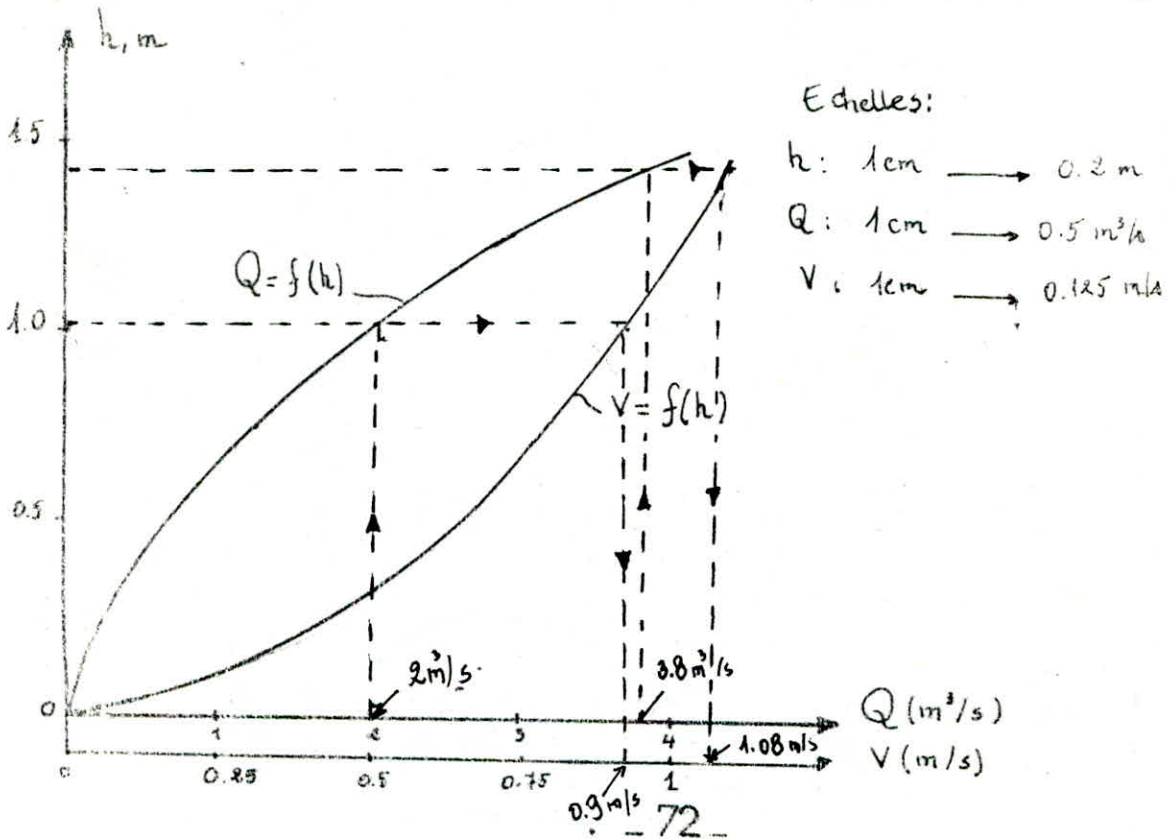


VI.1.5 Tracé des courbes $Q = f(h)$ et $V = f(h)$

$$Q = \frac{1}{n} R^{1/6} S \sqrt{Ri}$$

$$V = \frac{1}{n} R^{1/6} \sqrt{Ri}$$

h (m)	S (m^2)	P (m)	R (m)	V (m/s)	Q (m^3/s)
0.50	0.97	2.80	0.35	0.67	0.65
1.00	2.23	3.96	0.56	0.92	2.05
1.42	3.51	4.93	0.71	1.08	3.80



IV.1.6 Calcul des vitesses maximale et minimale dans le canal

Les vitesses sont déterminées à partir du graphique ci-dessus.

Pour : $Q = 3.8 \text{ m}^3/\text{s}$ on a $V = 1.08 \text{ m/s}$

$Q = 2.0 \text{ m}^3/\text{s}$ on a $V = 0.9 \text{ m/s}$

IV.1.7 Vérification à l'affouillement

La vitesse admissible à l'affouillement pour des canaux en béton de résistance à la compression égale à 90 kg/cm^2 est :

$$V_{a_{\max}} = 4 \text{ m/s}$$

La vitesse maximale $V = 1.08 \text{ m/s}$ est inférieure à la vitesse admissible à l'affouillement.

VI.1.8 Vérification à l'envasement

La vitesse admissible minimale est donnée par :

$$V_{a_{\min}} = \left(\frac{\rho W_0 \sqrt{W_m}}{0.022 \sqrt{R_i}} \right)^{2/3}$$

ρ : concentration des alluvions dans l'eau en kg/m^3

W_m : vitesse moyenne de chute des alluvions en m/s

W_0 : vitesse conventionnelle de chute des sédiments en m/s ,

Elle est donnée en fonction de W_m

Si $0.002 \leq W_m \leq 0.008 \text{ (m/s)}$ on aura $W_0 = W_m$

si $0.0004 \leq W_m \leq 0.002 \text{ (m/s)}$ on aura $W_0 = 0.002 \text{ m/s}$

- Calcul de W_m

$$W_m = \frac{\sum W_{f_i} P_i}{100}$$

W_{f_i} : vitesse de chute correspondante à chaque fraction i , i donnée par :

$$W_{fi} = \frac{W_{d1} + W_{d2} + \sqrt{W_{d1} \cdot W_{d2}}}{3}$$

W_{d1} et W_{d2} sont les vitesses de chute qui correspondent aux diamètres des particules solides maximum et minimum de la fraction considérée donnée par le tableau suivant :

Diamètre (mm)	0.25 - 0.10	0.10 - 0.05	0.01	< 0.01
Vitesse mm/s	27.00 - 6.92	6.92 - 1.73	0.0692	0.0173

Les calculs donnent : $W_m = 0.1437 \cdot 10^{-2}$ m/s

Comme $W_m = 0.001437$ m/s se trouve dans les limites $0.0004 \leq W_m \leq 0.002$.

On prendra $W_0 = 0.002$ m/s

D'où $V_{amin} = 0.25$ m/s

La vitesse minimale $V_{min} = 0.9$ m/s est supérieure à la vitesse admissible à l'envasement

Conclusion

A la suite des calculs, on voit que $V_{amin} = 0.25 < V_{min} = 0.9$ m/s et $V_{max} = 1.08 < V_{amax} = 4$ m/s

C'est à dire que le canal calculé ne s'ensavera pas et ne s'effouillera pas.

VI. 2. DIMENSIONNEMENT DU CANAL DE DISTRIBUTION: n°1

Les caractéristiques du canal sont :

- Canal en béton à profil trapézoïdal
- Pente du canal $i = 0.00032$
- Rugosité $n = 0.014$
- Débit $Q = 1.5$ m³/s
- Hauteur d'eau $h = 1$ m
- Pente des talus $m = 1/\sqrt{3}$

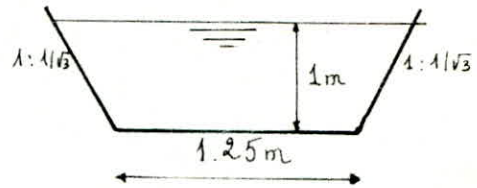
II.2.1 Calcul de la largeur du canal : b

La section mouillée : $S = b + 0.577 \text{ (m}^2\text{)}$

Le périmètre mouillé : $P = b + 2.31 \text{ (m)}$

En remplaçant ces deux expressions dans l'équation $\frac{nQ}{\sqrt{i}} = \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}}$ et après résolution on obtient:

$$b = 1.25 \text{ m}$$



II.2.2 Calcul de la vitesse d'écoulement

Elle est donnée par la formule de Chézy :

$$V = C \sqrt{R i}$$

$$\text{ou } C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{S}{P} \right)^{2/3} \sqrt{i}$$

$$V = 0.64 \text{ m/s}$$

II.2.3 Vérification à l'affouillement et à l'envasement

La vitesse d'écoulement $V = 0.64 \text{ m/s}$ est supérieure à la vitesse admissible minimale à l'envasement $V_{a \min} = 0.25 \text{ m/s}$, et elle est inférieure à la vitesse maximale admissible à l'affouillement $V = 4 \text{ m/s}$

C'est à dire $V_{a \min} < V < V_{a \max}$

L'envasement et l'affouillement sont vérifiés

II.3 DIMENSIONNEMENT DU CANAL DE DISTRIBUTION: n°2

Les caractéristiques du canal de distribution n°2

- Canal en béton à profil trapézoïdal sort;
- Pente du radier $i = 0.0004$
- Rugosité $n = 0.014$

Pente des talus $m = 1/\sqrt{3}$

Débit à véhiculer $Q = 2.3 \text{ m}^3/\text{s}$

Hauteur d'eau $h = 1.0 \text{ m}$.

VI.3.1. Calcul de la largeur du canal: b

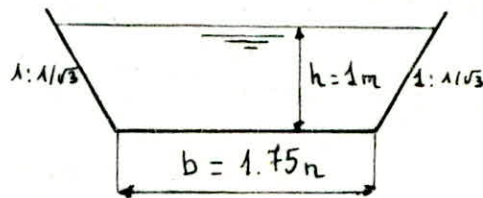
La section mouillée : $S = b + 0.58 \text{ (m}^2\text{)}$.

Le périmètre mouillé : $P = b + 2.31 \text{ (m)}$

Même procédé de calcul que pour le canal de distribution n°1

On trouve

$$b = 1.75 \text{ m}$$



VI.3.2. Vitesse d'écoulement

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{S}{P} \right)^{2/3} \sqrt{i} \quad (\text{m/s})$$

$$V = 0.99 \text{ m/s}$$

VI.3.3. Vérification de l'affouillement et de l'envasement

$$V_{\text{a.min}} = 0.25 < V = 0.99 < V_{\text{a.max}} = 4 \text{ m/s}$$

l'affouillement et l'envasement sont vérifiés.

VI.4. DIMENSIONNEMENT DU CANAL DE FUITE

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

Il pourra aussi être utile lors d'une crue.

Il a les caractéristiques suivantes:

- profil trapézoïdal
- pente $i = 0.01$
- Rugosité $n = 0.014$

VI.4.1 Calcul de La Largeur et de La hauteur du canal

Etant donné qu'il s'agit d'évacuer les eaux dans les plus brefs délais, on proposera une vitesse d'écoulement aussi proche que possible de la vitesse maximale admissible.

On prendra : $V = 3.5 \text{ m/s}$

$$\text{La section mouillée : } S = bh + mh^2 = \frac{Q}{V}$$

$$\text{Le périmètre mouillé : } P = b + 2\sqrt{1+m^2}h$$

Après transformation de ce système d'équations, on aura :

$$h^2 - 1.83h + 0.63 = 0$$

la résolution de cette équation donne :

$$h = 0.5 \text{ m}$$

Ce qui permettra d'obtenir b :

$$b = 2.0 \text{ m}$$

VI.4.2 Calcul de La vitesse d'écoulement

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{S}{P} \right)^{2/3} \sqrt{i}$$

$$V = 3.6 \text{ m/s}$$

VI.4.3 Vérification à l'affaiblissement et à l'envasement

$$V_{a \text{ min}} = 0.25 < V = 3.6 < V_{a \text{ max}} = 4 \text{ m/s}$$

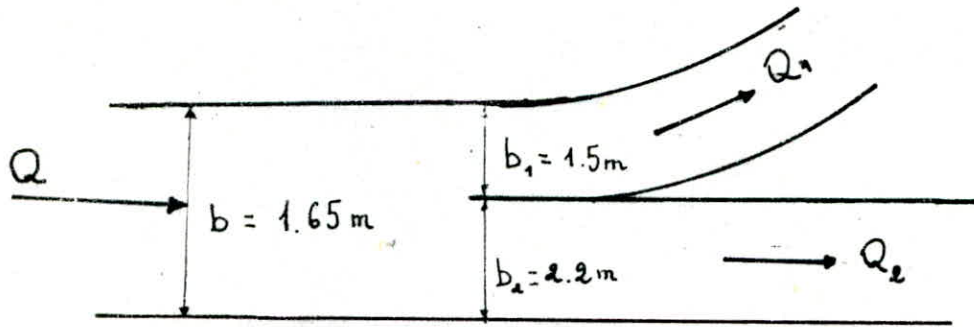
L'affaiblissement et l'envasement du canal de fuite sont vérifiés

VI.5. DIMENSIONNEMENT DU PARTITEUR

Il sert à répartir le débit du canal principal $Q = 3.8 \text{ m}^3/\text{s}$ en deux débits $Q_1 = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$ et $Q_2 = 2.3 \text{ m}^3/\text{s}$ dans les canaux de distribution n°1 et n°2 respectivement.

Le partiteur sera dimensionné de telle manière à avoir le même

tirant d'eau dans les deux canaux de distribution ($h = 1\text{m}$)



VI.5.1 Calcul de la largeur b_1

La section mouillée : $S = b_1 h + \frac{1}{2} m h^2$

Le périmètre mouillé : $P = b_1 + h(\sqrt{1+m^2} + 1)$

En remplaçant dans l'expression $\frac{n Q_1}{\sqrt{i}} = \frac{S^{5/3}}{P^{2/3}}$

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

Q_1 : débit traversant le canal n° 1

$$Q_1 = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

La résolution donne :

$$b_1 = 1.5 \text{ m}$$

VI.5.2 Calcul de largeur b_2

Même procédé que précédemment on aura l'équation suivante :

$$\frac{n Q_2}{\sqrt{i}} = \frac{(b_2 h + \frac{1}{2} m h^2)^{5/3}}{[b_2 + h(\sqrt{1+m^2} + 1)]^{2/3}}$$

Q_2 : débit traversant le canal de distribution n° 2

Les calculs donnent : $b_2 = 2.2 \text{ m}$

VI.6 CONCEPTION SUR LES CANAUX

Pour éviter d'éventuels déversements, on a prévu une revanche de 0.30 m

A l'entrée de chacun des canaux de distribution est prévue une vanne qui permettra de régler les débits

- la jonction entre le canal principal et les canaux de distribution 1 et 2 est assurée par un divergent, la liaison entre le partiteur et les canaux de distribution est assurée par un convergent.

CONCLUSION

CONCLUSION

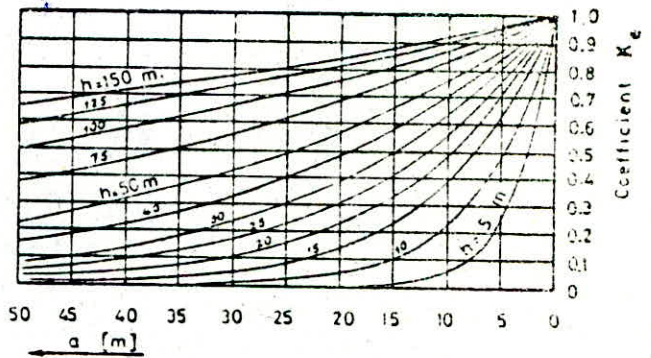
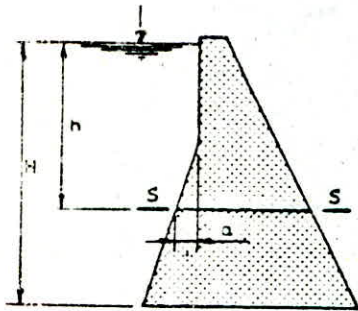
Les ouvrages d'aménagement hydraulique contribuent grandement au développement du pays tant en agriculture qu'en industrie, c'est pourquoi leur nombre devra être multiplié.

Nous souhaitons que l'étude faite est suffisante, sauf pour l'évaluateur où beaucoup d'hypothèses ont été introduites. Pour remédier à cela un modèle réduit sera plus préférable.

Nous espérons que ce modeste travail contribuera à d'autres études plus poussées.

ANNEXE I

Valeurs de K_e en fonction de a et h



ANNEXE II

Valeurs des rayons de raccordement r , m, pour les barrages

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

ANNEXE III

σ_n	H/F								
	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0
0,42	0,89	0,84	0,80	0,78	0,76	0,73	0,73	0,76	0,82
0,46	0,88	0,84	0,78	0,76	0,74	0,71	0,70	0,73	0,79
0,48	0,86	0,80	0,76	0,74	0,71	0,68	0,67	0,70	0,78

BIBLIOGRAPHIE

- | | | |
|---------------|-----------------------------------|-------------|
| M. CARLIER | Hydraulique générale et appliquée | Eyrolles 80 |
| G. REMENIERAS | Hydrologie de l'ingénieur | Eyrolles 72 |
| H. YARLET | Barrage réservoir T II | Eyrolles 66 |
| N. KREMETSKI | Hydraulique | Mir 80 |
| E. NAOMENKO | Hydraulique générale et appliquée | INA 75-76 |
| K. BELBACHIR | Cours de barrage | Enpa 86-87 |
| ENPA | Thèses de fin d'études | |

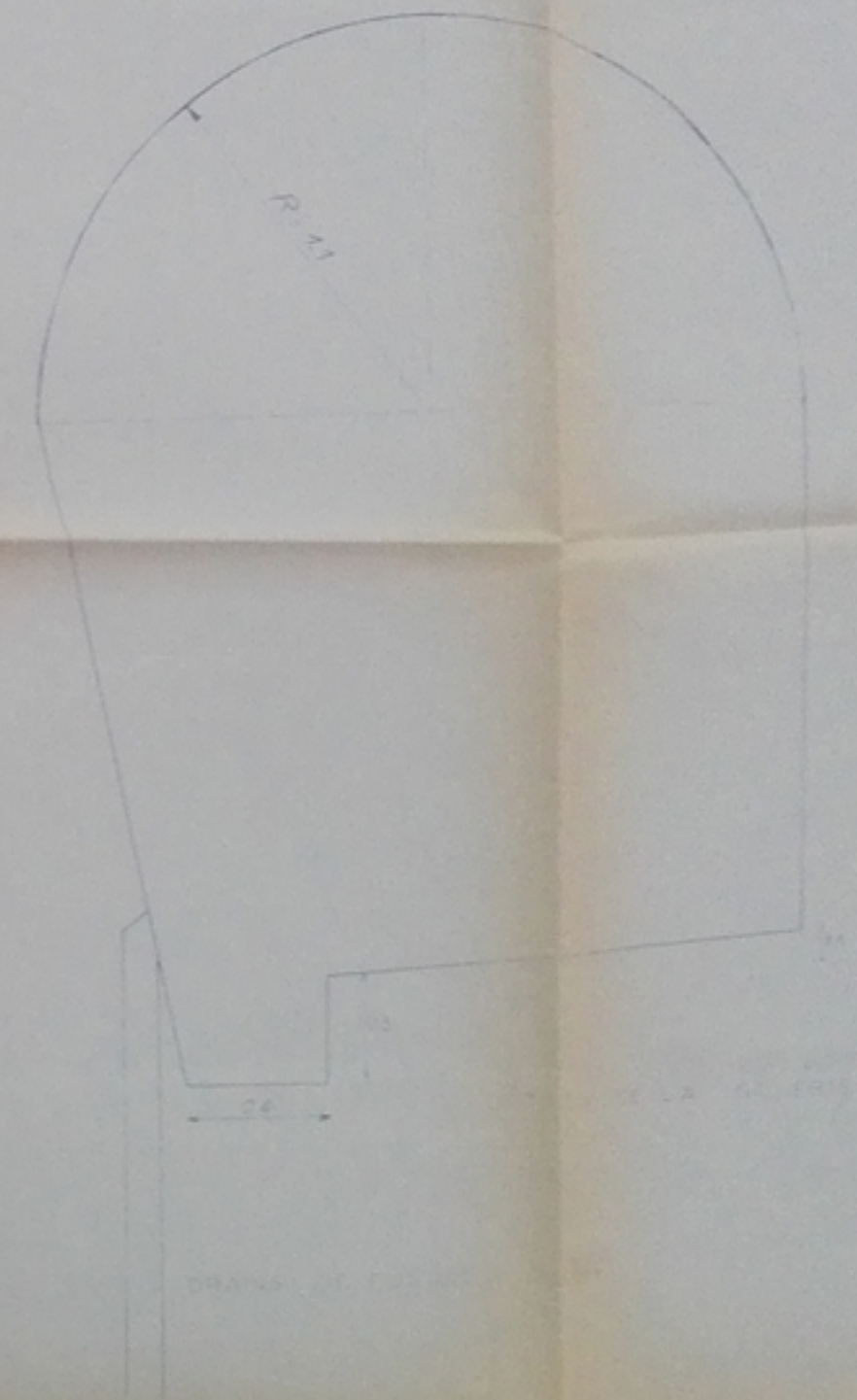


100 100 RAILROAD

PH 20287
4

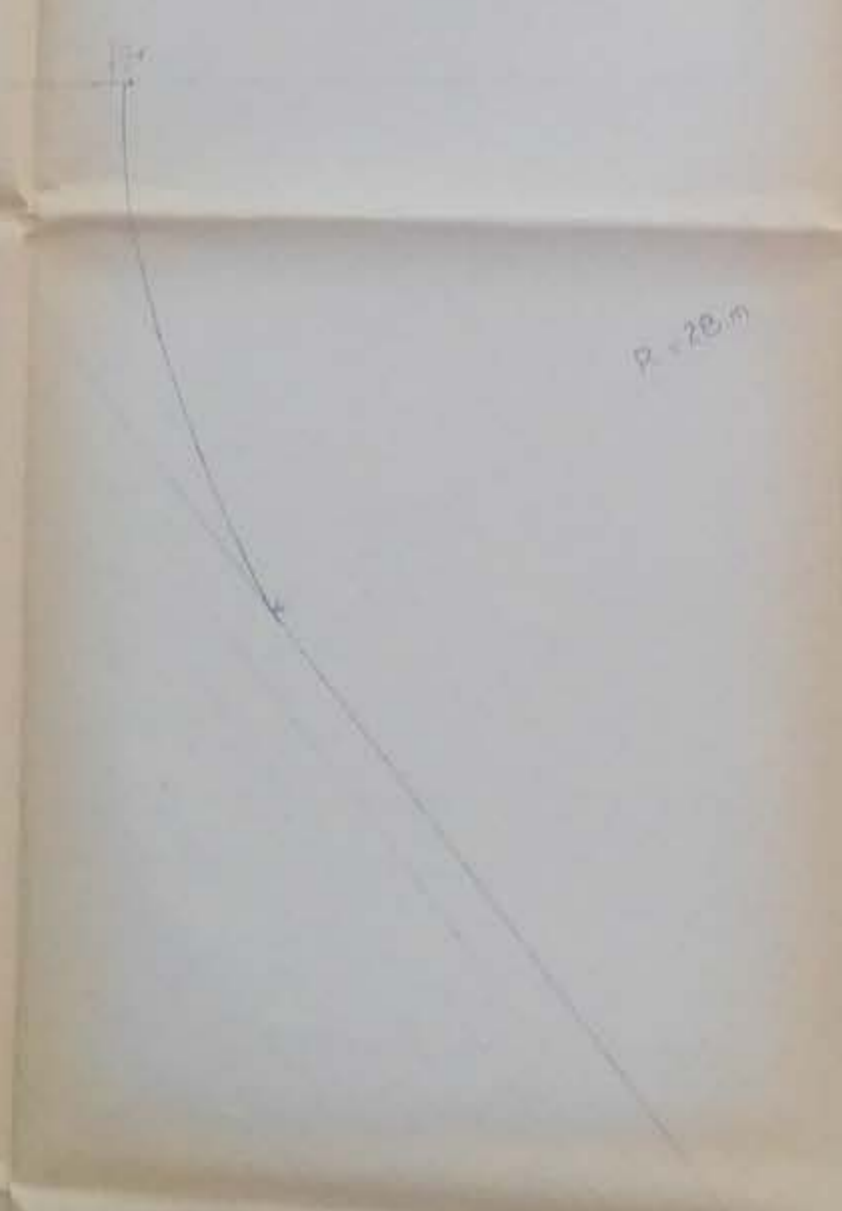
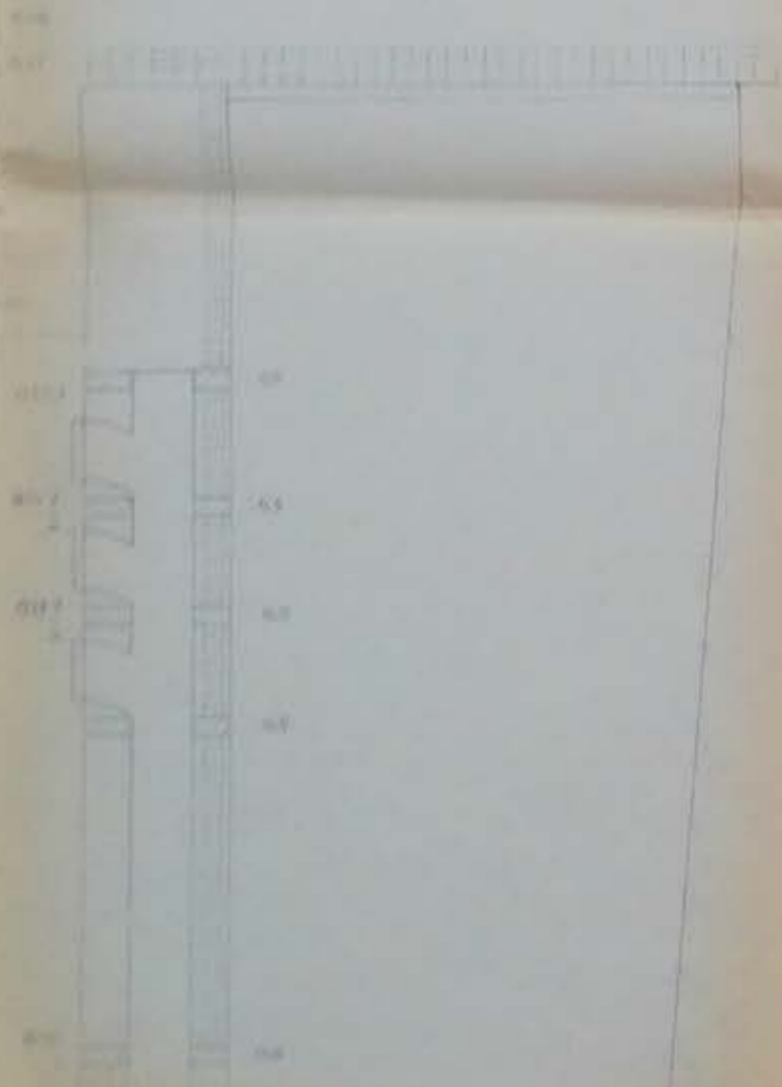


ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT D'INGÉNIEURIE
 HYDRAULIQUE
 X. CHATELAIN, CH. BARRETT
 ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
 DÉPARTEMENT D'INGÉNIEURIE
 HYDRAULIQUE
 X. CHATELAIN, CH. BARRETT
 PLANCHE N° 1

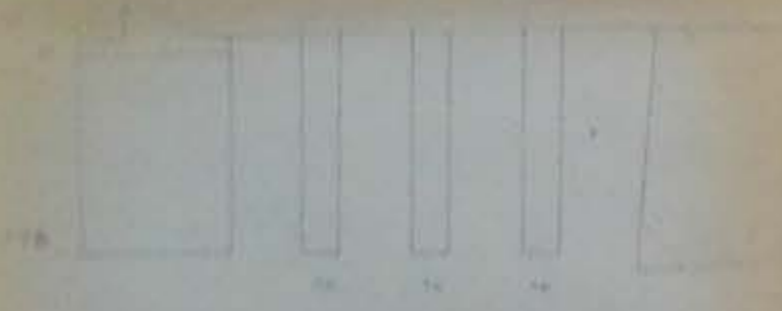


PH 02/22
n.8.

ECOLE - NATIONALE
POLYTECHNIQUE - ALGER
D'ALGER D'UN MARION DAMENI MENY
HYDRAULIQUE
COUPE TRANSVERSALE DU BARRAGE



$P = 20m$



PROJET

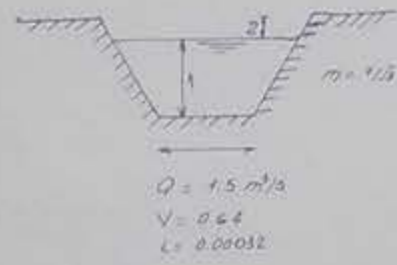
ÉCOLE NATIONALE SUPÉRIEURE
 POLYTECHNIQUE DE MONTPELLIER
 DÉPARTEMENT DE GENIE CIVIL
 COURS DE FONDATIONS
 TRAVAUX PRATIQUES
 N° 1
 DATE : ...
 NOM : ...
 PRÉNOM : ...



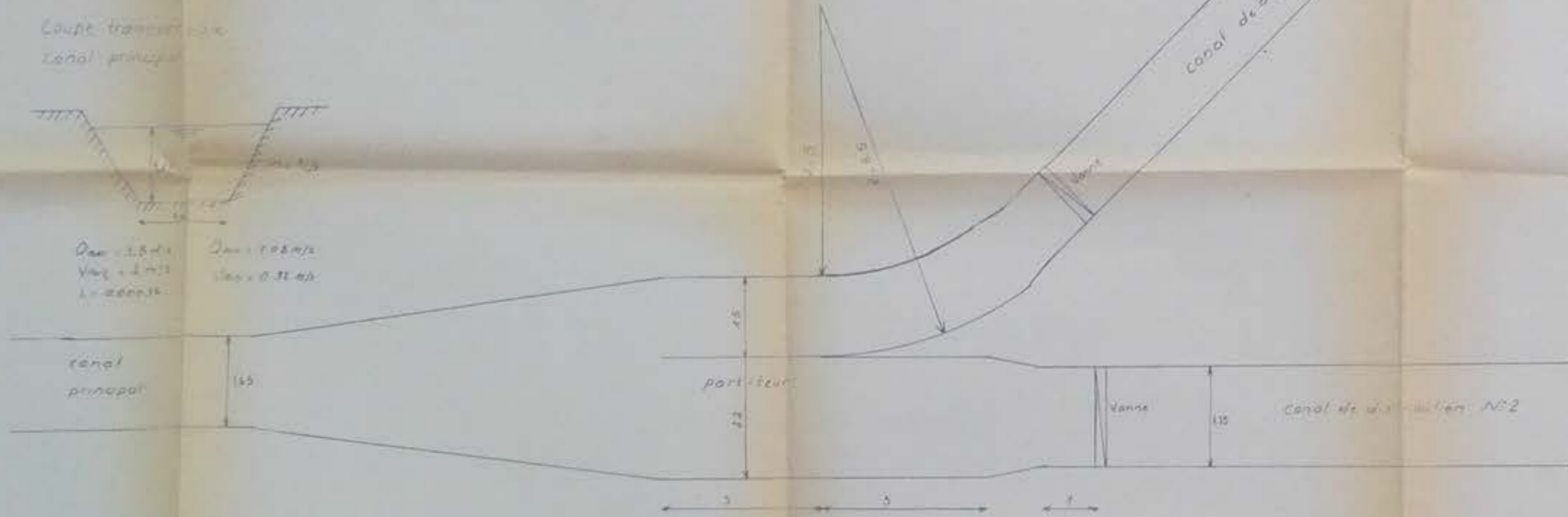
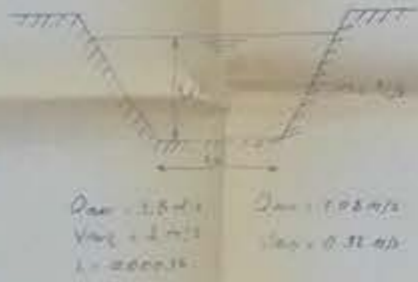
PROJET 87
- 05

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER	
CALCUL D'UNE MAISON D'AMENAGEMENT HYDRAULIQUE	
COUPE TRANSVERSALE DE LA MAISON 1/200	
DRESSE PAR	MAISON 1/200
DATE	1987

Coupe transversale
Canal distribution N°1



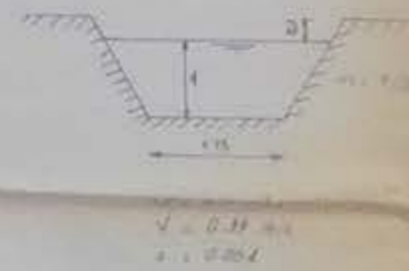
Coupe transversale
Canal principal



Coupe transversale
Partiteur



Coupe transversale
Canal de distribution N°2



PH 2587

- 06

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE - D'ALGER
 CALCUL D'UN MAILLON D'AMÉNAGEMENT
 HYDRAULIQUE
 PLAN GÉNÉRAL DES CANAUX
 THÈSE N° 015 SUYANE A. PLANCHENAS
 PAR M. BENKELIL
 CONTRÔLÉ PAR M. BOUMELAL
 M. FALGOUT

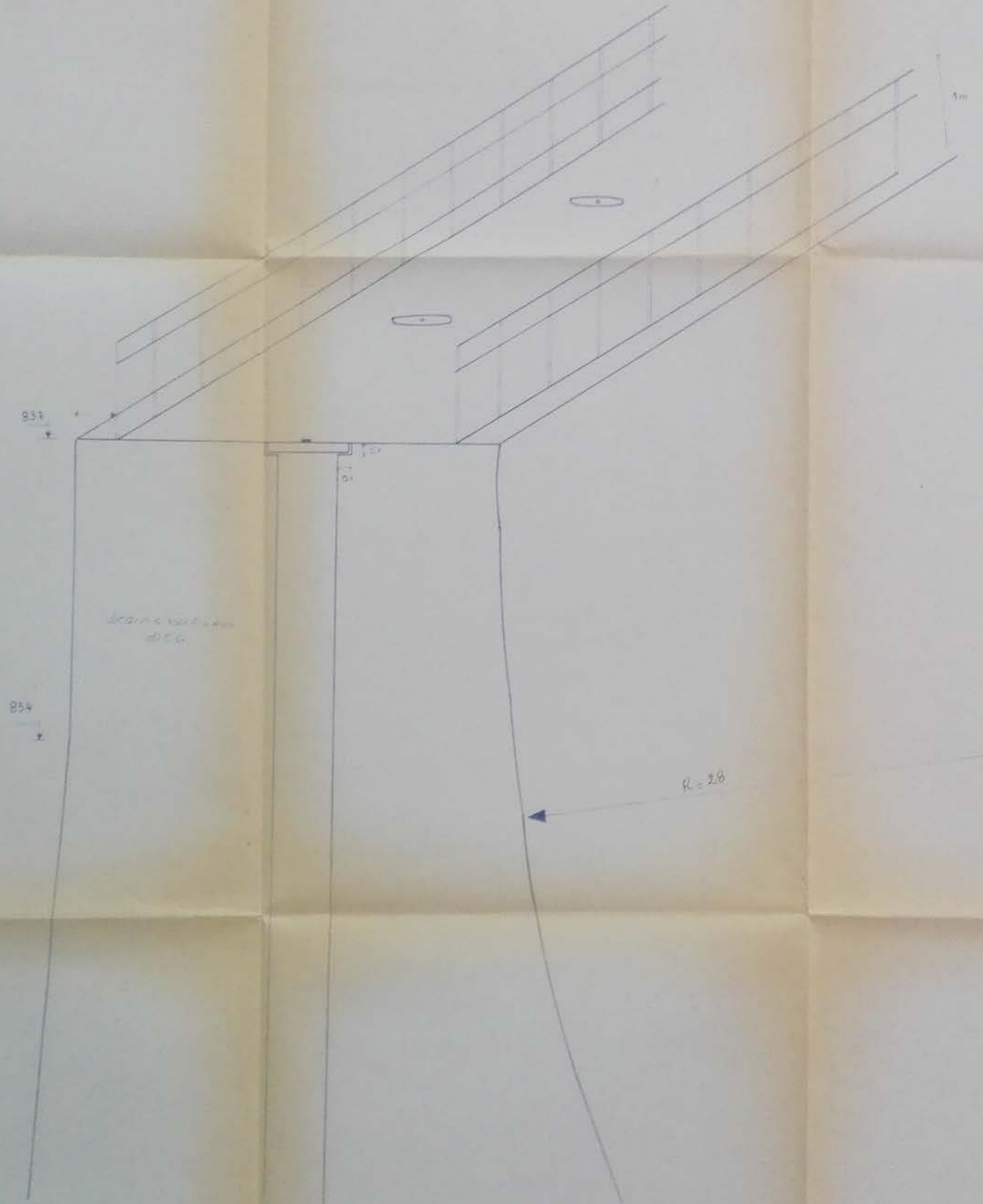
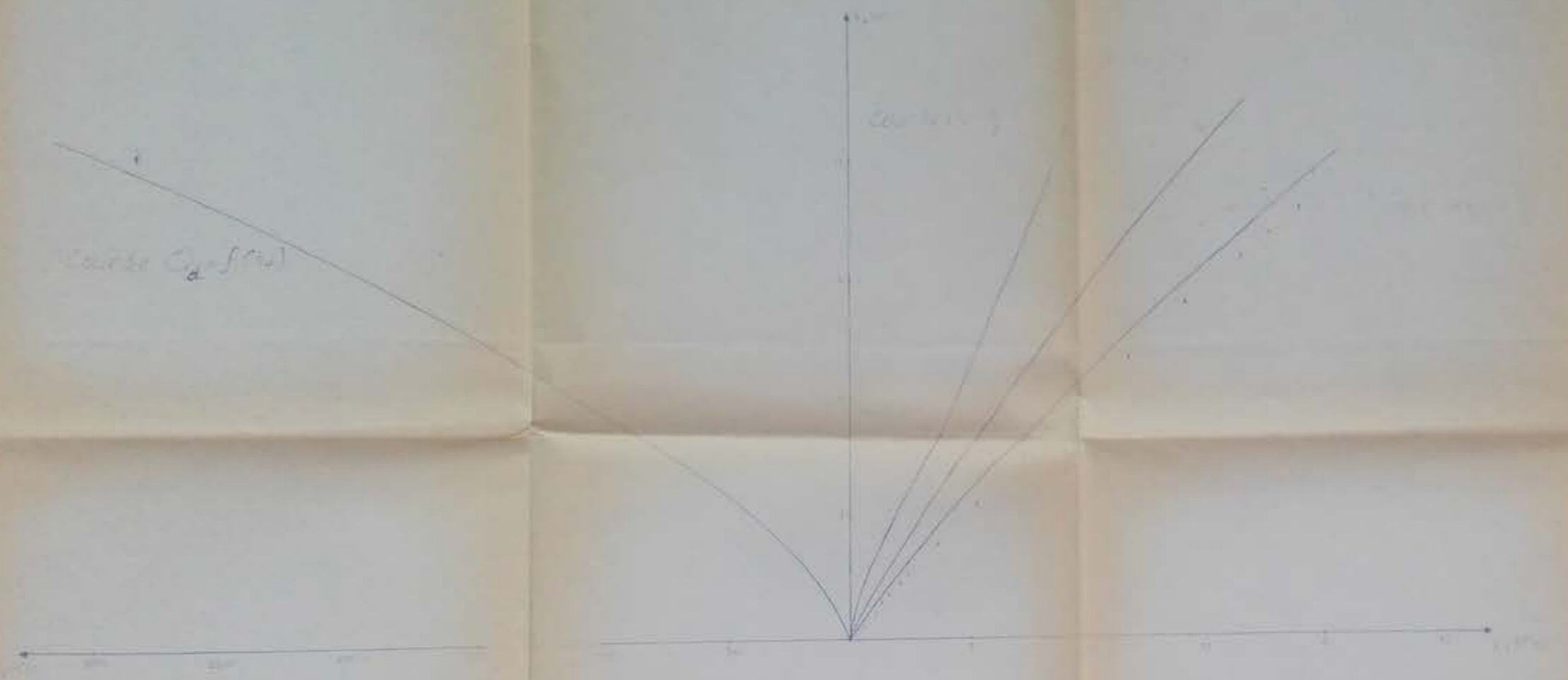


PHOTO 37
- 07 -

Ecole Nationale Polytechnique D'ALGER		
L'ALLÉE D'UN HAILLON AMÉNAGEMENT HYDRAULIQUE		
DETAIL DU COURONNEMENT		
DASSE PAR	M ^r OULDSUMANE-A M ^r RENKI-M	ELN 1/30
CONSOLE PAR	M ^r MOULOUBI-VI M ^r TAGUIZADE	PLANCHE N° 1

Curve $C_1(f)$

Curve $C_2(f)$



10/10
10/10

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

NOM ET COGNOM		NOM	
PRENOM		NOM	
NOM		NOM	
NOM		NOM	

