

23/84

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

1 ex

# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : HYDRAULIQUE

## PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

ETUDE DE FAISABILITE DU  
 BARRAGE DE KHENEG  
 SUR L'OUED RHUMEL

Proposé par :

D.G.I.H

Etudié par :

B. HADJERIOUA

Dirigé par :

M<sup>r</sup>. LEANG



PROMOTION :

JANVIER 84 .



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

—»O«—

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

—»O«—

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER

—»O«—

دائرة الري  
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES  
en vue de l'obtention de diplôme d'ingénieur d'état en  
hydraulique



# Etude de Faisabilité du Barrage Kheneg sur l'Oued Rhumel

propose par :  
D. G. I. H.

Etudié par :  
B. HADJERIOUA

Dirigé par :  
Mr LEANG

-DEDICACES-

- - - - -

A ma famille

et a mes amis

H. Boualem

- - - - ->

-o-      REMERCIEMENTS      -o-

Cette étude a été réalisée sous la Direction de Monsieur LEANG,  
Professeur d'ouvrages Hydrauliques à l'école nationale polytechnique  
d'Alger.

Qu'il m'est permis de lui exprimer ma respectueuse gratitude pour son  
soutient, et ses conseils qui m'ont beaucoup aidés pour l'élaboration  
de ce travail.

Que Mr LAPRAY soit assuré de ma profonde reconnaissance et du grand  
respect que je lui témoigne pour m'avoir aidé et orienté.

Je saisis cette occasion pour exprimer mes remerciements aux Responsables  
de la D.G.I.H pour leurs conseils et accueils qui m'ont été réservés.

Mes remerciements à tous les professeurs et assistants qui ont contribué  
à ma formation.

Je tiens à remercier les membres du jury qui ont bien voulu m'honorer  
par leur présence .

B. HADJERIOUA

## II) PRODUCTION

La vie est née dans l'eau. Elle n'a pu se développer que dans l'eau et autour de l'eau .

L'homme, de tout temps a essayé de maîtriser l'eau en l'amenant en quantité et en qualité aux lieux de consommation désirés.

L'Algérie par son immensité présente une grande variété de caractéristiques, tant hydrauliques, que géologiques, qu'agricoles, que climatiques.

En raison de l'accroissement de la population et de ses besoins, on est amené à une exploitation soignée et une utilisation rationnelle de ce précieux liquide.

D'ici à l'an 2000 il est projeté l'exploitation de 50 barrages.

Parmi eux on compte celui de KHENEC, que nous développerons en quatre parties.

- La première consacrée à l'hydrologie . .
- La deuxième à la Géologie et à la Topographie
- La troisième au dimensionnement du barrage.
- La dernière aux ouvrages annexes

# TABLE DES MATIERES.

## ETUDE HYDROLOGIQUE.

Introduction.....	1
Tableau comparatif des Caractéristiques Hydrologiques et morphologique.....	2
Etude Pluviométrique.....	4
Répartition statistique des pluies max de 24 heures.....	7
Etude de Apports liquides.....	11
Transport solide.....	13
Etude des Crues.....	15
Evaporation.....	18
Salinité.....	19

## ETUDE GEOLOGIQUE.

Introduction.....	20
La Cuvette.....	21
LE Site.....	22
Conclusion.....	23
Caractéristique de perméabilité.....	24
Etude de Régularisation.....	27
Laminage des Crues.....	29
Calcul de revanche.....	30
Tassement.....	33
Tassement.....	34
Dispositifs de protection contre les effets de l'eau.....	35
Matériaux utilisés.....	36

Injection.....	37
Pente du Talus.....	39
Infiltration et risque de renard.....	41
Danger de fuite, sous-pressions et renards.....	42
Etude de Stabilité.....	44
Evacuation de Crte.....	50
Dimensionnement de la tulipe.....	51
Etude de l'Ecoulement de la Galerie en charge.....	54
Etude de l'Ecoulement dans les Galeries.....	58
Calcul de renouS.....	60
Derivation provisoire et BATARDEAU	
Calcul de l'Ecoulement à surface libre. (théorie de la longueur fluidodynamique).....	63
Etude de l'Ecoulement en charge.....	66
Laminage de la crue de chantier.....	68
Vidange de fond.....	69
Dimensionnement de la conduite de prise d'eau.....	70
<u>OUVRAGES AVAL:</u>	
Dimensionnement du saut de sky.....	71
Etude de l'Ecoulement du jet.....	72
Dissipateur d'Energie a l'Aval de la Vidange de fond.....	75
Conclusion et Recommandation.....	78

- 1 -

ETUDE HYDROLOGIQUE.

INTRODUCTION :

CARACTERISTIQUES DU BASSIN VERSANT .

Le site de KHENEG est à 22 km en aval de Constantine, à l'entrée des gorges de KHENEG.

L'oued a creusé son lit dans le massif du KHENEG et il coule au fond d'une gorge étroite et profonde.

En amont, la vallée s'élargit considérablement, la pente du cours d'eau est faible.

Le bassin versant du site couvre une surface de 4570 Km<sup>2</sup>.

Une grande partie se situe sur le plateau constantinois avec des pentes relativement faibles.

Se basant sur la carte Géologique de l'ALGERIE (1/500 000) nous pouvons dire que 50 % du bassin sont constitués de sédiment maro, dont la majeure partie est constituée de calcaire.

L'autre partie du bassin est de sédiment continental, avec les terrasses, les poudingues et les calcaires lacustres.

La perméabilité du bassin en amont de KHENEG peut-être considérée comme moyenne à élevée.

CARACTERISTIQUES CLIMATIQUES DU BASSIN :

La moyenne partie du bassin versant en amont du site de KHENEG est sous le climat des hautes plaines telliennes.

La température moyenne annuelle varie entre 13° et 16°.

Les gelées blanches sont assez fréquentes 35 à 45 jours par an en moyenne .

Le sirocco est fréquent, il souffle en moyenne de 30 à 55 jours par année.

La pluviométrie moyenne annuelle passe de 900 mm sur les reliefs du Nord à 350 mm dans le Sud.

Il pleut en moyenne de 60 à 75 jours par an.

hauteur  
(m).

Courbes Surface - Capacité  
fonction de la hauteur.

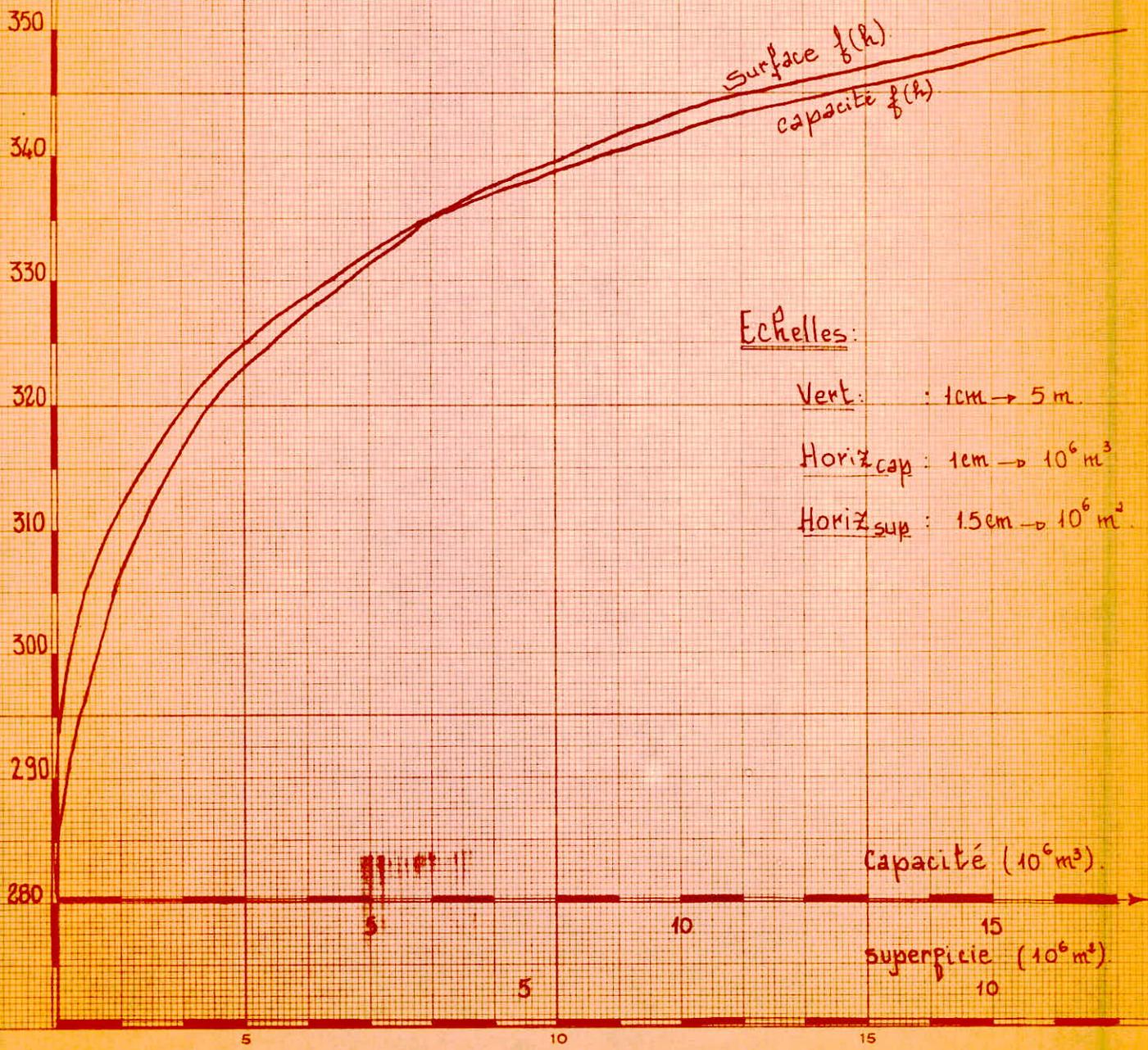
Surface  $f(h)$   
capacité  $g(h)$

Echelles:

Vert. : 1cm  $\rightarrow$  5 m.

Horiz<sub>cap</sub> : 1cm  $\rightarrow$   $10^6 m^3$

Horiz<sub>sup</sub> : 1.5cm  $\rightarrow$   $10^6 m^2$



T TABLEAU COMPARATIF DES CARACTERISTIQUES  
HYDROLOGIQUES ET MORPHOLOGIQUES.

		KHEMEG	CONSTANTINE
COORDONNEES LAMBERT		X = 838,5 Y = 357,3	X = 851,3 Y = 348,5
SUPERFICIE DU BASSIN	Km <sup>2</sup>	4570	4260
PERIMETRE	Km	317	315
ALTITUDE	: MIN.	m 300	500
	: MOY.	m 880	850
	: MAX.	m <b>1729</b>	<b>1729</b>
LONGUEUR DU THALWEG PRINCIPAL	Km	118	94
INDICE DE COMPACTITE DE GRAVELIUS		1,31	1,35
INDICE DE PENTE		0,085	0,079
DENSITE DE DRAINAGE	Km/Km <sup>2</sup>	2,96	
COEFFICIENT DE TORRENTIALITE		12,4	

INDICE DE COMPACTITE DE GRAVELIUS Kc.

DEFINITION:

Cet indice caractérise la forme du bassin. Plus cet indice sera proche de Un plus le bassin aura la forme ramassée et plus le temps de concentration des eaux sera court.

$$K = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} ; K = 1,31$$

P: Périmètre du bassin versant (Km)  
A: Superficie " " (Km<sup>2</sup>)

RECTANGLE EQUIVALENT :

DEFINITION :

C'est un rectangle ayant la même superficie et le même périmètre que le bassin versant considéré.

$$P = 2 ( L + l ) ;$$

L: Longueur du rectangle (Km)  
l: Largeur " " (Km)

Longueur du Rectangle:

$$L = \frac{K \cdot \sqrt{A}}{1,12} \left[ 1 + \sqrt{1 - \left( \frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

K: Indice de compacité  
A: Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

$$L = 120 \text{ Km.}$$

Largeur du rectangle:

$$l = \frac{A}{L} \quad ;$$

A : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

L : Longueur du rectangle.

$$l = \underline{38 \text{ Km.}}$$

$$P = 2 ( L + l ) \quad ;$$

$$P = \underline{317 \text{ Km}}$$

LONGUEUR DU THALWEG PRINCIPAL :

La longueur du Thalweg principal est obtenue en curvimétrant l'oued le plus long du bassin.

$$l_0 = \underline{118 \text{ Km.}}$$

DENSITE DE DRAINAGE:

DEFINITION :

C'est la longueur des rivières de tous les ordres par unité de surface.

D'après le chevelu hydrographique à l'échelle 1/50 000 on a :

$$L_x = 13572,2 \text{ Km.}$$

$$D_d = \frac{L_x}{A} \quad ;$$

$L_x$ : longueur des rivières de tous les ordres (Km).

$$D_d = \underline{2,96 \text{ Km/Km}^2}$$

COEFFICIENT DE TORRENTIALITE:

DEFINITION :

C'est un coefficient qui tient compte du nombre de Talwegs élémentaires d'ordre 1 et de la densité de drainage.

$$C_t = D_d \cdot F_1 \quad ; \quad F_1 = \frac{N_1}{A} \quad ;$$

A: Superficie du bassin (Km<sup>2</sup>)

N<sub>1</sub>: Nombre d'Oued d'Ordre 1

C<sub>t</sub>: Coefficient de torrentialité

D<sub>d</sub>: Densité de drainage Km/Km<sup>2</sup>)

$$N_1 = 19148,3 \text{ Km.}$$

$$F_1 = \underline{4,19 \text{ Km/Km}^2}$$

$$C_t = \underline{12,4.}$$

T A B L E A U C O M P A R A T I F :

METHODES COMPARATIVES	Bassin	Versant
	Etudié	De référence
FACTEUR DE FORME	3,05	2,07
INDICE DE COMPACTITE DE GRAVILLIUS	1,31	1,35
INDICE DE PENTE	0,085	0,079

Nous pouvons constatés que le bassin versant étudié et celui de référence (Constantine) montre une similité géomorphologique convenable, c'est à dire que nous pouvons assimilés notre bassin versant à celui de Constantine.

Ce qui nous permet de retenir ce dernier comme bassin de référence .

E T U D E P L U V I O M E T R I Q U E :

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

Les précipitations annuelle sont l'une des caractéristiques principales à partir desquelles on peut faire des estimations de l'apport annuel.

P R E C I P I T A T I O N A N N U E L L E S :

Pour une première estimation de la pluie moyenne annuelle du bassin, on se réfère aux cartes pluviométriques de CHAUMONT et de GAUSSEN

$$\bar{P}_{\text{moy}} \text{ Chaumont ( période d'observation 1913 - 1963 )}$$

$$\bar{P}_{\text{moy}} = 520 \text{ mm.}$$

$$\bar{P}_{\text{moy}} \text{ Gausсен ( période d'observation 1913 - 1947 )}$$

$$\bar{P}_{\text{moy}} = 510 \text{ mm.}$$

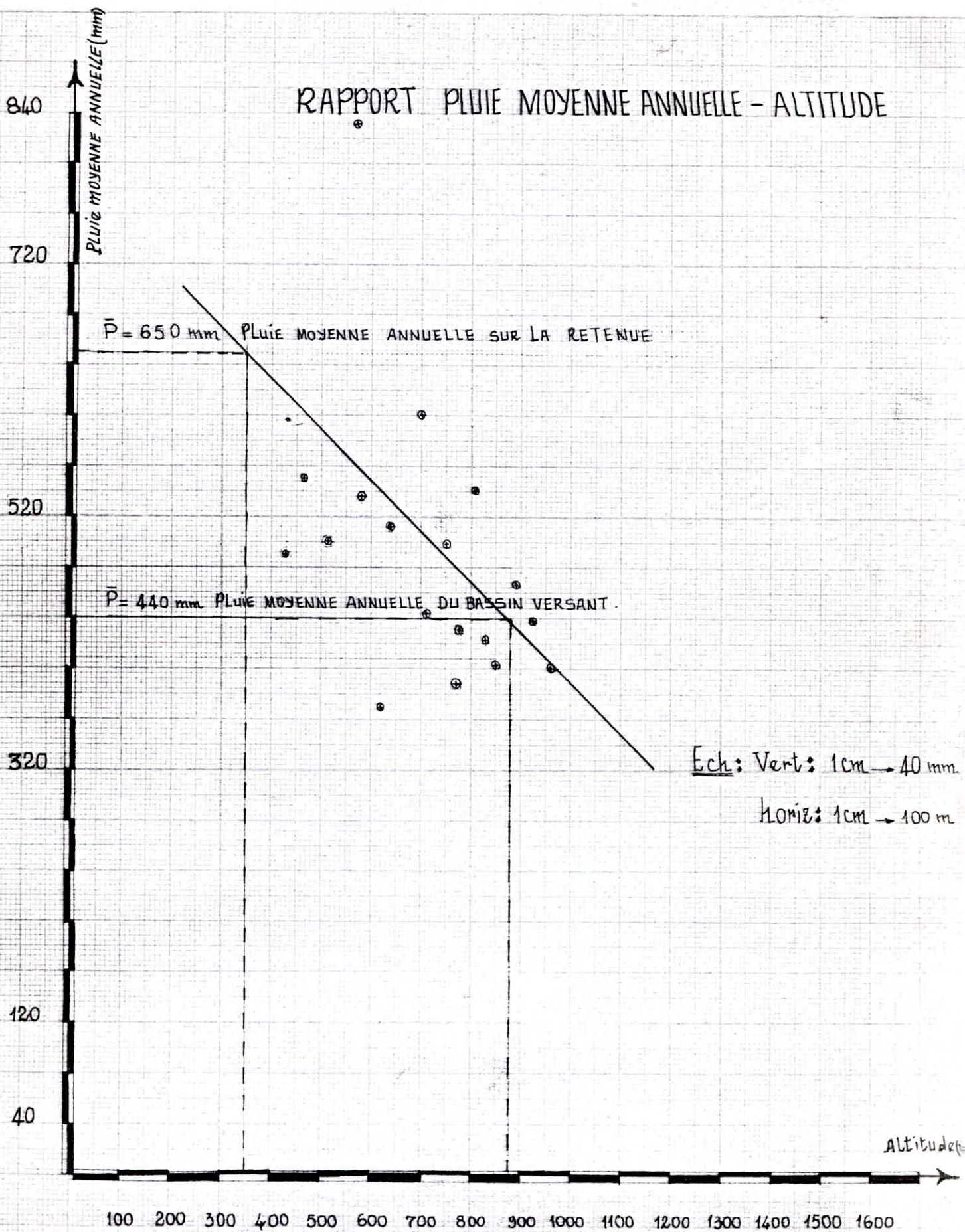
## RAPPORT PLUIE MOYENNE ANNUELLE - ALTITUDE

		Nbre d'Année observé	Altitudes (m)	Pluie moy. annuelle(mm)
BENI-GUECHA	10.02.02	43	430	493
TADJAKET	10.03.03	53	850	402
CHELGOUME LAID	10.03.04	36	770	388
OUED ATEGANTA	10.03.05	53	710	446
BOU-MALEK	10.04.01	54	805	540
TELLERGMA	10.04.02	23	820	422
AIN SMARA	10.04.03	12	620	370
AIN FAKROUN	10.05.03	64	921	439
EL GUL-RRAI	10.05.04	34	775	432
EL KIROUB	10.05.10	54	640	515
SIDI MABEDJUK	10.05.19	17	700	604
AIN ABID	10.05.16	55	890	467
SIGUS	10.05.26	44	750	497
ZIROUT YOCHEP	10.06.04	62	570	522
MILA	10.06.06	56	464	552
ROUFTACH	10.06.07	32	514	500
CONSTANTINE	10.06.08	56	580	537
EL-EULMA	07.01.03	41	960	359

TABLEAU DES RESULTATS

METHODE	PRECIPITATION MOYENNE ANNUELLE(mm)
CARTE DE GUASSEN	510
CARTE DE CIAUMONT	520
PLUIE MOYENNE-ALTITUDE	440
VALEUR ACCEPTEE	490

# RAPPORT PLUIE MOYENNE ANNUELLE - ALTITUDE



REPARTITION MOYENNE MENSUELLE

NOM & CODE DE LA STATION	DUREE D'OBS.	UNITE	REPARTITION MOYENNE MENSUELLE												TOTAL ANNUEL
			S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
BOU-MALEK IO.04.01	58	mm	35	45	52	70	73	64	57	51	48	22	7	12	536
		%	6	8	10	13	14	12	11	10	09	04	01	02	100
AIN-ABID IO.05.06	55	mm	30	36	38	67	71	54	40	41	49	25	05	11	467
		%	6	8	8	14	15	12	09	09	11	05	01	02	100
EL-GUERRAH IO.05.04	34	mm	31	37	42	49	55	51	35	44	45	24	04	13	430
		%	07	8	10	11	13	12	08	10	11	06	01	03	100
ZIROUT YUCEF IO.06.04	62	mm	34	61	87	31	149	112	92	77	53	22	04	09	831
		%	04	07	11	07	18	13	11	09	06	03	01	01	100
SIDI-MABROUK IO.05.19	17	mm	18	43	60	89	98	87	62	61	49	26	04	06	603
		%	03	07	10	15	16	15	10	10	08	04	01	01	100
MILA IO.06.06	56	mm	34	48	54	85	86	70	53	49	39	18	06	09	551
		%	06	09	10	15	15	13	10	09	07	03	01	02	100
AIN FAKROUN IO.05.03	64	mm	31	33	37	48	54	43	43	48	50	27	10	14	438
		%	07	08	08	11	12	10	10	11	12	06	02	03	100
ROUFFAQT IO.06.07	32	mm	26	41	48	79	67	56	49	56	45	18	07	08	500
		%	05	08	10	16	13	11	10	11	09	04	01	02	100
CONSTANTINE IO.06.08	56	mm	29	43	54	80	85	65	49	49	43	25	07	09	538
		%	05	08	10	15	16	12	09	09	08	05	01	02	100
AIN SMARA IO.04.03	12	mm	41	21	32	43	43	46	41	36	29	23	07	08	370
		%	11	06	08	12	12	12	11	10	08	06	02	02	100
TELERGMA IO.04.02	23	mm	31	35	37	50	54	41	46	39	39	25	15	10	422
		%	07	08	09	12	13	10	11	09	09	06	04	02	100

REPARTITION STATISTIQUE DES PLUIES MAXIMALES DE 24 Heures AINSI QUE  
LES PLUIES SUPERIEURES A 15 mm.

- Les pluies journalières supérieures à 15 mm sont distribuées selon la loi de Gibrat.

L'ajustement optimum des points, est calculé sur la base des caractéristiques des séries des valeurs disponibles, soit les moments du 1<sup>er</sup>, 2<sup>eme</sup>, et 3<sup>eme</sup> ordre de chaque série.

$$\mu_1 = \bar{X} = \frac{1}{n} \sum x_i ; \mu_2 = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - \bar{x})^2 ; \mu_3 = \frac{1}{(n-1)(n-2)} \sum (x_i - \bar{x})^3$$

- Les valeurs des différentes fréquences des pluies de 24 heures ont été observées d'après les données d'observation de Constantine.

- Les pluies maximales mensuelles de 24 heures sont distribuées selon la loi de Gumbel.

Pluie journalières supérieures à 15 mm.

Station de Constantine. Code IO. 06. 08.

N = 48 ans

r = Rang des valeurs classées

n = 450 valeurs 15 mm

$$K = \frac{n}{N}$$

$$\text{Fréquence tronquée } F'(x) = \frac{r}{n+1}$$

$$\text{Fréquence corrigée } \phi(x) = 1000 - \left[ F'(1) - 0,1 \right]$$

$$\text{Fréquence annuelle équivalente } F^*(x) = \left\{ \phi(x) \right\}^K$$

STATION DE CONSTANTINE

PLUIE MAXIMALE MENSUELLE DES 24 HEURES

Les pluies maximales mensuelles des 24 heures de la station de Constantine sont distribuées selon la loi de GUMBEL.

ANNEE	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
1913-1914	9,5	19,5	8,1	8,2	61,0	30,3	20,0	43,6	27	6,5	4,3	3,5
14-15	7,5	5,0	9,5	30,0	22,5	26,3	22,2	21,0	28,0	34,3	7,2	4,5
15-16	24,6	14,3	21,5	38,5	16,2	36,8	14,0	13,9	19,4	18,1	0,9	0,0
16-17	31,8	10,8	33,9	10,0	17,9	19,4	11,9	7,1	31,5	30,2	0,2	5,0
17-18	0,7	13,9	28,8	10,2	4,2	19,6	12,6	21,5	42,8	22,8	17,2	0,9
18-19	3,9	3,1	11,0	26,5	69,3	11,7	34,9	14,9	22,0	48,0	4,3	4,9
19-20	7,1	7,8	7,6	21,5	23,2	26,1	22,4	23,7	1,2	27,3	4,7	10,7
21-22	4,6	15,9	22,6	27,0	30,8	53,0	33,2	2,1	7,5	26,0	0,3	7,5
22-23	5,7	17,7	26,5	23,4	26,3	14,0	15,8	19,5	1,5	20,0	0,0	0,0
23-24	11,4	10,5	13,4	28,5	19,0	16,2	9,4	5,9	3,1	43,5	10,3	4,1
24-25	1,5	6,7	12,5	11,0	3,3	16,0	10,5	48,0	17,0	9,5	2,8	1,4
26-27	5,0	1,2	26,0	36,0	28,0	12,2	31,6	36,5	34,0	0,0	0,0	0,0
27-28	18,0	26,5	7,2	53,0	28,0	18,0	15,2	3,2	10,0	0,0	9,5	9,0
28-29	12,0	8,2	12,2	30,7	13,0	19,2	14,0	3,2	30,0	17,0	2,0	5,4
29-30	12,4	32,4	03,0	17,7	11,9	12,5	39,2	23,0	18,1	14,0	3,6	0,0
30-31	10,2	22,3	2,0	30,0	29,2	21,5	4,2	15,0	11,1	4,2	0,0	0,4
31-32	4,0	13,4	9,0	28,4	15,5	10,2	10,5	9,0	5,2	2,4	0,0	0,1
32-33	20,2	7,6	18,5	10,6	20,6	15,5	9,6	9,7	30,5	13,6	2,1	1,2
33-34	9,2	7,2	23,5	20,4	25,0	36,1	13,4	20,6	19,5	3,3	2,1	7,6
34-35	12,9	8,4	25,0	44,4	59,8	26,0	20,1	30,1	12,8	0,7	5,0	3,7
35-36	22,8	17,5	17,0	25,7	7,4	17,3	16,5	23,6	25,7	22,5	0,2	11,5
36-37	2,1	14,6	19,2	29,5	5,5	17,5	7,8	7,9	11,2	14,4	0,0	5,1
37-38	3,8	3,4	40,6	12,5	8,4	20,2	0,6	18,6	22,4	3,4	0,6	5,7
39-40	13,6	19,6	9,1	4,6	19,4	23,9	11,0	11,0	14,6	18,0	0,0	33,7
41-42	27,2	24,6	38,9	20,5	13,2	29,1	18,5	8,2	7,5	4,2	0,1	6,5
42-43	55,2	4,2	11,3	36,9	4,7	30,4	16,3	32,4	5,5	0,8	3,0	21,1
43-44	4,1	10,2	13,8	4,9	17,1	18,0	12,8	16,8	0,0	4,9	0,0	2,6
44-45	18,8	19,6	5,7	25,8	27,2	4,1	9,4	2,8	13,7	19,6	32,2	3,6
45-46	11,5	11,4	9,2	24,4	30,8	5,2	21,7	18,5	32,7	2,3	0,0	4,6
46-47	0,0	4,6	19,5	38,2	19,0	15,5	8,4	16,2	4,7	0,0	6,7	9,9
47-48	7,2	29,6	5,2	17,0	25,2	22,5	13,1	12,0	23,4	31,1	13,8	3,6
48-49	40,4	13,7	13,7	11,2	37,5	18,6	32,1	24,3	34,3	2,7	0,9	3,0
50-51	15,8	8,3	16,2	8,1	23,1	19,0	17,8	2,0	20,2	0,0	21,6	2,0
51-52	12,5	20,0	10,0	34,8	35,3	44,3	30,9	24,2	25,0	4,4	6,0	5,1
52-53	45,9	2,5	20,7	41,5	19,7	41,1	29,2	5,4	4,5	28,7	1,2	20,2
53-54	5,8	8,8	36,2	15,3	33,8	23,4	58,4	23,4	5,3	13,0	0,3	6,8
54-55	0,4	23,0	26,1	56,9	10,6	12,3	13,3	13,3	40,9	15,9	14,6	0,2
55-56	21,4	9,8	24,0	11,4	36,7	35,0	14,8	13,3	0,7	0,3	2,5	0,0
57-58	9,9	50,9	71,0	30,0	64,7	29,2	4,0	6,7	1,4	4,6	0,0	3,6
58-59	0,3	19,9	36,2	13,1	10,7	20,2	34,1	13,4	21,0	42,8	0,0	14,6
60-61	1,6	2,4	14,0	22,8	9,0	2,7	12,3	12,1	8,1	50,1	2,8	1,5
61-62	0,0	3,2	15,7	28,0	16,0	48,0	7,2	30,4	13,0	5,7	0,1	10,0
62-63	4,4	59,2	9,9	20,9	10,4	9,0	8,0	13,2	14,0	28,5	24,5	15,2
63-64	13,0	9,2	18,9	27,0	8,7	13,5	31,2	28,6	2,3	8,0	10,6	0,0
64-65	0,0	32,2	39,7	10,5	27,3	22,4	16,2	21,7	6,7	3,8	35,7	1,1
66-67	26,4	10,2	30,0	15,8	16,7	14,4	14,6	7,5	22,1	1,4	6,0	4,4
67-68	23,0	3,3	29,4	22,3	32,0	16,4	6,2	26,1	1,6	17,7	0,0	0,0
71-72	43,7	39,3	13,4	6,8	33,3	9,2	27,0	25,2	23,7	0,0	0,0	0,0
73-74	7,0	0,0	0,0	14,0	8,0	17,0	11,0	10,0	0,0	0,0	0,0	0,0

RANG	PLUIE	F'(x)%	F(x)%	F*(x)%	RANG	PLUIE	F'(x)%	F(x)%	F*(x)%
I-6	I5,0	2,2	598,9	8,2	I24-I27	I8,1	274,9	659,8	20,3
7-9	I5,I	I5,5	60I,0	8,5	I28	I8,2	283,8	66I,9	20,9
I0-I2	I5,2	22,2	603,I	8,7	I29-I30	I8,3	286,I	664,0	2I,5
I3-I9	I5,3	28,8	605,2	9,0	I3I-I35	I8,5	290,4	666,I	22,2
20-2I	I5,4	44,3	607,3	3,3	I36-I4I	I8,6	30I,5	668,2	22,8
22-29	I5,5	48,8	609,4	9,6	I42-I43	I8,7	3I4,8	670,3	23,5
30	I5,6	66,5	6II,5	9,9	I44	I8,8	3I9,2	672,4	24,2
3I	I5,7	68,7	6I3,6	IO,3	I45-I47	I8,9	32I,5	674,5	24,9
<del>32-37</del>	I5,8	7I,I	6I5,7	IO,6	I48-I56	I9,0	328,I	676,6	25,7
38,42	I5,9	84,2	6I7,8	IO,9	I57-I58	I9,I	348,I	678,7	26,4
43-50	I6,0	95,3	6I9,9	II,3	I59-I6I	I9,2	352,5	680,8	27,2
5I-53	I6,I	II3,I	622,0	II,7	I62-I64	I9,3	359,2	682,9	28,0
54-62	I6,2	II9,7	624,I	I2,0	I65-I68	I9,4	365,8	685,0	28,8
63-65	I6,4	I39,6	626,2	I2,4	I69-I73	I9,5	374,7	687,I	29,7
66-67	I6,5	I46,3	628,3	I2,8	I74-I77	I9,6	375,8	689,2	30,5
68-69	I6,6	I50,7	630,4	I3,2	I78-I79	I9,7	394,6	69I,3	3I,4
70-73	I6,7	I55,2	632,5	I3,6	I80-I8I	I9,8	399,I	693,4	32,3
74-76	I6,8	I64,I	634,6	I4,I	I82-I84	I9,9	403,5	695,5	33,2
77-80	I6,9	I70,7	636,7	I4,5	I85-I89	20,0	4IO,2	697,6	34,2
8I-90	I7,0	I79,6	638,8	I4,9	I90	20,I	42I,2	699,7	35,2
9I	I7,I	20I,7	640,9	I5,4	I9I-I96	20,2	423,5	70I,8	36,2
92-95	I7,2	203,9	643,0	I5,9	I97-200	20,4	436,8	703,9	37,2
96-97	I7,3	2I2,8	645,I	I6,4	20I	20,5	445,6	706,0	38,2
98-99	I7,4	2I7,2	647,2	I6,9	203	20,6	447,8	708,I	39,3
I00-I04	I7,5	22I,6	649,3	I7,4	204	20,7	452,3	7I0,2	40,4
I05-I08	I7,7	232,8	65I,4	I8,0	205	20,8	454,5	7I2,3	4I,7
I09-IIO	I7,8	24I,6	653,5	I8,5	206	20,9	456,7	7I4,4	42,7
III	I7,9	246,I	655,6	I9,I	207-209	2I,0	458,9	7I6,5	43,9
III2-I23	I8,0	248,3	657,7	I9,7	2IO-2II	2I,I	465,6	7I8,6	45,I
2I2	2I,2	470,0	720,7	46,4	282	24,5	625,2	78I,6	99,2
2I3	2I,3	472,2	722,8	47,7	283	24,6	627,3	783,7	IOI,8
2I4	2I,4	474,5	724,9	49,0	284	24,7	629,7	785,8	IO4,4
2I5-2I8	2I,5	476,7	727,0	50,3	<del>285-29I</del>	25,0	63I,9	787,9	IO7,0
2I9	2I,6	485,5	729,I	5I,7	292-294	25,2	647,4	790,0	IO9,7
220,22I	2I,7	487,8	73I,2	53,I	295	25,3	654,I	792,I	II2,5
222	2I,8	492,9	733,3	54,6	296	25,6	656,3	794,2	II5,3
223	22,0	494,4	735,4	56,I	297-298	25,7	658,5	796,3	II8,2
224	22,I	496,6	737,5	57,6	299-300	25,8	662,9	798,4	I2I,I
225-227	22,2	498,8	739,6	59,I	30I-303	26,0	667,4	800,5	I24,2
228-229	22,3	500,5	74I,7	60,7	304-308	26,I	674,0	802,6	I27,3
<del>230-23I</del>	22,4	509,9	743,8	62,4	309-3I2	26,3	685,I	804,7	I30,4
232-236	22,5	5I4,4	745,9	64,0	3I3	26,4	694,0	806,8	I33,6
<del>237-238</del>	22,6	525,4	748,0	65,7	3I4-3I7	26,5	696,2	808,9	I36,9
239,24I	22,7	529,9	750,I	67,5	3I8	26,9	705,I	8II,0	I40,3
242-245	22,8	536,5	752,2	69,3	3I9,323	27,0	707,3	8I3,I	I43,7
246-247	22,9	545,4	754,3	7I,I	324-326	27,2	7I8,4	8I5,5	I45,8
248-252	23,0	549,8	756,4	72,9	327	27,3	725,0	8I7,3	I50,8
253-255	23,I	560,9	758,5	74,9	328	27,4	727,2	8I9,4	I54,5
256	23,2	567,6	760,6	76,9	329	27,5	729,4	82I,5	I58,3
257,262	23,4	569,8	762,7	78,9	330	27,7	73I,7	823,6	I62,I
263-264	23,5	583,I	764,8	80,9	33I-334	28,0	733,9	825,7	I66,0
265	23,6	587,5	766,9	83,I	335	28,I	742,7	827,8	I70,0
266-267	23,7	589,8	769,0	85,2	336	28,3	745,0	829,9	I72,4
268-269	23,9	594,2	77I,I	87,4	337	28,4	747,2	832,0	I78,3
270-274	24,0	598,6	773,2	89,7	338-34I	28,5	749,4	834,I	I82,6
275-278	24,2	609,7	775,3	9I,9	342-343	28,6	758,3	836,2	I86,9
279,280	24,3	6I8,6	777,4	94,3	344	28,7	762,7	838,0	I9I,4
28I	24,4	623,0	779,5	96,8	345-347	28,8	764,9	840,4	I95,9

RANG	MOIS	P <sub>1</sub> , %	P <sub>2</sub> , %	P <sub>3</sub> , %	RANG	PERIODE	P <sub>1</sub> , %	P <sub>2</sub> , %	P <sub>3</sub> , %
343	29,1	771,6	842,5	200,5	416	38,3	922,3	937,0	543,3
349-352	29,2	773,8	844,6	205,3	417	38,5	924,6	939,1	551,8
353	29,4	783,7	849,8	210,1	418	39,2	926,8	941,2	566,6
354-355	29,5	784,9	848,8	215,1	419	39,8	928,0	943,3	578,6
356	29,6	789,4	850,9	220,1	420	40,4	931,2	945,4	590,7
357-358	29,7	791,6	853,0	225,2	421	40,6	935,6	947,5	605,1
359-363	30,0	796,0	855,1	230,5	422	40,9	937,9	949,6	615,3
364-365	30,1	807,1	857,2	235,9	423	41,1	940,1	951,7	628,7
366-368	30,4	811,5	859,3	241,3	424	41,5	942,3	953,8	641,8
369	30,5	818,2	861,4	246,9	425	42,4	944,5	955,9	655,2
370	30,7	820,4	863,5	252,6	426-427	42,8	949,0	958,0	668,8
371-372	30,8	822,6	865,6	258,4	428	43,0	951,2	960,1	682,1
373	30,9	827,1	867,7	264,4	429	43,5	953,4	962,2	696,8
374-375	31,2	829,3	869,8	270,4	430	43,6	955,6	964,3	711,2
376	31,5	833,7	871,9	276,6	431	43,7	960,0	968,5	740,2
377	31,6	835,9	874,0	282,9	433-434	44,4	962,3	970,6	755,7
378-379	32,1	838,1	876,1	289,4	435	44,0	964,5	972,7	771,4
380-381	32,2	842,6	878,2	299,9	436-438	48,0	966,7	974,8	787,2
382-383	32,4	847,0	880,3	302,6	439	50,1	973,3	976,9	803,2
384	32,7	851,4	882,4	309,5	440	50,9	975,6	979,0	819,5
385	33,0	853,6	884,5	316,4	441	53,0	977,8	981,1	836,2
386	33,1	855,9	886,6	323,5	443	56,9	982,3	983,2	853,1
387-388	33,3	858,1	888,7	330,8	444	53,4	986,4	985,3	870,4
389	33,7	862,5	890,8	338,2	445	59,3	988,9	989,5	887,2
390	33,8	864,7	892,9	345,8	447	61,0	991,1	991,6	905,7
391	33,9	866,9	895,0	351,9	447	61,0	991,1	991,6	923,0
392-393	34,0	869,2	897,1	361,3	448	64,7	993,3	993,7	942,5
394-395	34,1	871,4	899,2	369,3	449,	69,3	995,6	995,8	961,3
396-397	34,3	878,0	901,3	377,5	450	71,0	997,8	997,9	980,5
398	34,8	882,5	907,4	385,8					
399	34,9	884,7	905,5	384,3					
400-401	35,0	886,9	907,6	402,9					
402	35,3	891,3	909,7	411,8					
403	35,7	893,5	911,8	420,8					
404	36,0	895,7	913,9	429,9					
405	36,1	893,0	916,0	439,3					
406-407	36,2	900,2	918,1	448,8					
408	36,7	906,8	922,3	468,3					
409	36,8	909,0	924,4	478,6					
410	36,9	911,3	926,5	498,0					
411	37,3	913,5	928,6	499,3					
412	37,9	915,7	930,7	510,0					
413	38,0	917,9	932,8	520,9					
414	38,2	920,1	934,9	532,0					

**ANALYSE STATISTIQUE DES RESULTATS DONNES**

FREQUENCE ET DEPASSEMENT	PERIODE DE RETOUR	PLUIE MAX. MOIS. (mm)
0,1	10	67
0,05	20	80
0,02	50	97
0,01	100	112
0,002	500	143
0,001	1000	157
0,0001	10000	210

RANG	PLUIE	F <sub>1</sub> (%)	F <sub>2</sub> (%)	F <sub>3</sub> (%)	RANG	PLUIE	F <sub>1</sub> (%)	F <sub>2</sub> (%)	F <sub>3</sub> (%)
348	29,1	771,6	842,5	200,5	416	38,3	922,3	937,0	543,3
349-352	29,2	773,8	844,6	205,3	417	38,5	924,6	939,1	554,8
353	29,4	783,7	848,8	210,1	418	39,2	926,8	941,2	566,6
354-355	29,5	784,9	848,8	215,1	419	39,8	929,0	943,3	578,5
356	29,6	789,4	850,9	220,1	420	40,4	931,2	945,4	590,7
357-358	29,7	791,6	853,0	225,2	421	40,6	935,6	947,5	603,1
359-363	30,0	796,0	855,1	230,5	422	40,9	937,9	949,6	615,8
364-365	30,1	807,1	857,2	235,9	423	41,1	940,1	951,7	628,7
366-368	30,4	811,5	859,3	241,3	424	41,5	942,3	953,8	641,8
369	30,5	818,2	861,4	246,9	425	42,4	944,5	955,9	655,9
370	30,7	820,4	863,5	252,6	426-427	42,8	949,0	958,0	668,8
371-372	30,8	822,6	865,6	258,4	428	43,0	951,2	960,1	682,1
373	30,9	827,1	867,7	264,4	429	43,5	953,4	962,2	696,8
374-375	31,2	829,3	869,8	270,4	430	43,6	955,6	964,3	711,2
376	31,5	833,7	871,9	276,6	431	43,7	960,0	968,5	740,9
377	31,6	835,9	874,0	282,9	433-434	44,4	962,3	970,6	755,9
378-379	32,1	838,1	876,1	289,4	435	47,0	964,5	972,7	771,4
380-381	32,2	842,6	878,2	259,9	436-438	48,0	966,7	974,8	787,2
382-383	32,4	847,0	880,3	302,6	439	50,1	973,3	976,9	803,2
384	32,7	851,4	882,4	309,5	440	50,9	975,6	979,0	819,5
385	33,0	853,6	884,5	316,4	441	53,0	977,8	981,1	836,2
386,	33,1	855,9	886,6	323,5	443	56,9	982,3	983,2	853,1
387-388	33,3	858,1	888,7	330,8	444	58,4	986,4	985,3	870,4
389	33,7	862,5	890,8	338,2	445	59,0	988,9	987,4	887,9
390	33,8	864,7	892,9	345,8	446	59,8	988,9	989,5	905,7
391	33,9	866,9	895,0	352,9	447	61,0	991,1	991,6	923,9
392-393	34,0	869,2	897,1	361,3	448	64,7	993,3	993,7	942,5
394-395	34,1	871,4	899,2	369,3	449,	69,3	995,6	995,8	961,3
396-397	34,3	878,0	901,3	377,5	450	71,0	997,8	997,9	980,5
398	34,8	882,5	903,4	385,8					
399	34,9	884,7	905,5	385,3					
400-401	35,0	886,9	907,6	402,9					
402	35,3	891,3	909,7	411,8					
403	35,7	893,5	911,8	420,8					
404	36,0	895,7	913,9	429,9					
405	36,1	898,0	916,0	439,3					
406-407	36,2	900,2	918,1	448,8					
409	36,7	906,8	922,3	468,3					
410	36,8	909,0	924,4	478,6					
411	36,9	911,3	926,5	498,8					
412	37,3	913,5	928,6	499,3					
413	37,9	915,7	930,7	510,0					
414	38,0	917,9	932,8	520,9					
415	38,2	920,1	934,9	532,0					

ANALYSE STATISTIQUE DES RESULTATS DONNES

FREQUENCE DE DEPLACEMENT	PERIODE DE RETOUR	PLUIE MAX. MENS. (mm)
0,1	10	67
0,05	20	80
0,02	50	97
0,01	100	112
0,002	500	143
0,001	1000	157
0,0001	10000	210

ANALYSE STATISTIQUE DES RESULTATS DONNES

Frequence de deversement	Periode de retour	Pluies Max. Mensuelles (mm)
0,1	10	60
0,05	20	80,5
0,02	50	94
0,01	100	104
0,002	500	143
0,001	1000	139

ETUDES DES APPORTS LIQUIDES.

INTRODUCTION /

Pour la construction d'un barrage connaître l'apport de l'oued est important.

Il n'existe plus de station hydro-métrique à KHEMISG.

Nous avons eu recours aux formules empiriques ainsi qu'aux précédentes études faites sur le site de KHEMISG.

APPORTE MOYEN ANNUEL.

En 1970 le bureau d'Ingénieur conseil COYNE et BELLIER (ref 1) a effectué une étude où l'apport moyen annuel est égal à :  $155.10^6 \text{ m}^3$ , basé sur les observations de la station Hydro-métrique de KHEMISG.

DETERMINATION DES APPORTS:

C'est à partir d'observations faites à la station Hydro-métrique de Constantine que l'étude Hydrologique du Barrage de KHEMISG sur l'oued RHUMEL a été faite en 1978.

La station de Constantine a fonctionné en aval du confluent des deux Oueds principaux (RHUMEL et HERZOUG).

L'apport moyen annuel de la superficie de  $4260 \text{ Km}^2$  (bassin versant de Constantine) est déterminé à partir de la série d'observation de 32 Années.

L'apport du bassin intermédiaire entre KHEMISG et Constantine qui est de  $310 \text{ Km}^2$  sans affluents importants, où la pluie moyenne annuelle est de 604 mm (Carte de CHEUMONT - GAUSSIER).

Pour déterminer l'apport annuel provenant du bassin intermédiaire, il a été utilisé la relation entre la pluie moyenne et la lame d'eau écoulée établie par l'étude (ref.2).

À base de cette relation, l'apport moyen annuel du bassin intermédiaire est égal à :  $20.10^6 \text{ m}^3$ . En l'ajoutant à l'apport de Constantine nous aurons un apport de :  $140 \text{ Hm}^3$ .

UTILISATION DES FORMULES EMPIRIQUES.

a) Formule de SAMIE

DEFINITIONS:

Elle détermine l'apport moyen annuel en fonction de la lame d'eau écoulée.

$$L_e = \bar{P}^2 (293 - 2,2\bar{V}S)$$

$L_e$ : Lame d'eau écoulée sur le bassin (mm).

$\bar{P}$ : Pluie moyenne annuelle (m).

$$L_e = 34,64 \text{ mm.}$$

$S$ : Superficie du bassin en  $\text{Km}^2$

L'Apport c'est le produit de la lame d'eau écoulée par la superficie du bassin.

$$\bar{A} = L_e \cdot S \cdot 10^3$$

$$\bar{A} = 158 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

b) Formule de DERI I.

DEFINITION :

Elle détermine l'apport moyen annuel en fonction de la pluie moyenne annuelle.

$$\bar{A} = 0,915 P^{2,684} S^{0,842} 10^6$$

$$\bar{A} = 162 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

c) Formule de DERI II

DEFINITION :

Elle détermine l'apport moyen annuel en fonction de la pluie moyenne annuelle, de la superficie du bassin versant et de la densité de drainage du bassin.

$$\bar{A} = 0,513 P^{2,684} S^{0,842} D_d^{0,55} 10^6 \quad D_d: \text{Densité de drainage}$$

$$\bar{A} = 270 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

TABLEAU RECAPITULATIF

METHODE UTILISEE	LAME D'EAU ECOULEE (mm)	APPORT MOYEN ANNUEL $10^6 \text{ m}^3$
Bureau d'ingénieur CCYNE et BELLIER	33,9	155
Hydrologie de 1978 sur le barrage de KILMEG	30,6	140
Formule de SMIE	34,6	158
Formule de DERI I	35,4	162
Formule de DERI II	59	270

Nous pouvons adopté un apport moyen annuel de :

$$\bar{A} = 177 \pm 10 \%$$

$$L_e = 38,7 \pm 10 \%$$

REPARTITION MENSUELLE DE L'APPORT ANNUEL

	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
%	6	7	5	16	14	17	13	12	12	5	3	2	100
$10^6 \text{ m}^3$	10,4	12,39	8,85	14,16	24,7	30,1	23	21,2	14,2	8,8	5,31	3,54	177

IRREGULARITE DES APPORTS :

Comme les données d'observation disponible de la station de KHENEK sont incomplètes, nous n'avons pu effectuer un ajustement direct.

Nous avons supposé que le coefficient de variation est constant pour des bassins Hydrologiquement Homogène, ainsi le coef. de variation déterminé sur la base d'une série de 32 Années à Constantine, peut-être accepté pour le site du barrage de KHENEK.

A l'I.N.R.H, il existe des cartes de toutes les régions d'ALGERIE donnant les coefficients de variations respectifs où nous pourrions tirer la valeur de Cv pour le site de KHENEK.  $Cv = 0,651$ .

La répartition dont l'équation, pour une répartition log-normal est la suivante:

$$A = 115 e^{0,595U} \quad (\text{ Voir graphique n}^\circ )$$

C'est une analyse faite par l'étude Hydrologique de 1978 par STILCZER.

Dans le tableau suivant nous donnons les valeurs des apports pour quelques fréquences choisies.

FREQUENCE DE DERASSEMENT %	PERIODE DE RETOUR	APPORT ANNUEL $10^6 m^3$	LAME D'EAU ECOULEE (mm)
I	100 Humide	467	102
10	10 Humide	251	55
50	2 Médiant	117	26
90	10 Sèche	55	12

TRANSPORT SOLIDE:

L'envasement des barrages en ALGERIE est un problème crucial, du fait du phénomène de l'érosion, les cours d'eau transportent des matières solides en quantité plus ou moins importante ce qui nuit à la durée de vie d'un ouvrage.

Pour diminuer le taux d'envasement, il faudrait que les pentes ne soient pas raides et qu'il y est une assez bonne couverture végétale du bassin versant.

Etant donné que nous ne disposons pas d'observation sur le transport solide ni à la station de KHENEK, ni au station de GRAREN et de Constantine, nous avons eu recours aux formules empiriques pour estimer celui-ci.

FORMULE DE FOURRIER :

DEFINITION :

Elle donne l'estimation du taux d'abrasion à partir de la pluviométrie.

$$T_a = 27,12 \frac{P^{*2}}{\bar{P}} - 475,4$$

$T_a$  : Taux d'abrasion  $t/Km^2/an$ .

$P^*$  : Pluie moyenne des mois les plus arrosés (mm).

$\bar{P}$  : Pluie moyenne inter-annuelle (mm).

Cette formule est valable dans le cas d'un relief peu accentué où  $P^*/\bar{P} > 17,5$

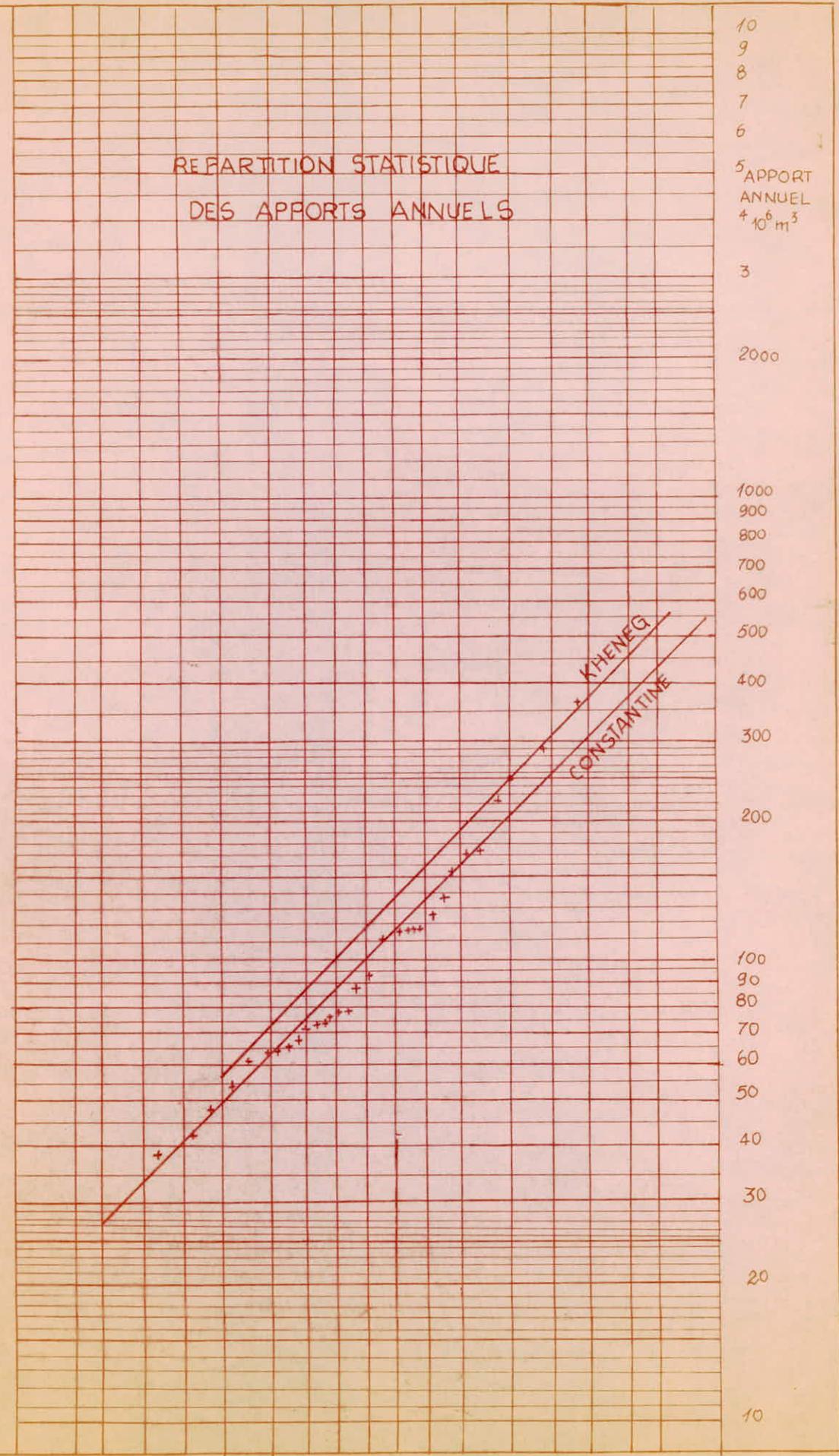
Pour notre cas  $P^*/\bar{P} = 28$  (indice climatique de FOURRIER).

$$T_a = 282 \text{ t/Km}^2/\text{an.}$$

0.1 0.5 1 2.5 5 10 20 30 40 50 60 70 80 90 95 97.5 99 99.5 99.9  
 Période de retour  
 Fréquence

REPARTITION STATISTIQUE  
 DES APPORTS ANNUELS

5<sup>e</sup> APPORT  
 ANNUEL  
 + 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>



99.9 99.5 99 97.5 95 90 80 70 60 50 40 30 20 10 5 2.5 1 0.5 0.1

FORMULE DE TIKERONT :

Elle donne l'estimation du taux d'abrasion en fonction de la perméabilité du bassin et du ruissellement annuel.

$$T_a = 75 R^{0,15} \quad T_a : \text{Taux d'abrasion T/Km}^2/\text{an.}$$

$$T_a = 350 R^{0,75} \quad R : \text{Lame d'eau ruisselée (mm).}$$

La première formule est valable pour les bassins ayant une moyenne perméabilité.

La seconde est valable pour les bassins ayant une faible perméabilité.

Donc nous retenons la première formule.

$$T_a = 75 R^{0,15} \quad T_a = 124 \text{ T/Km}^2/\text{an.}$$

$$R = 28 \text{ mm.}$$

FORMULE DE SHYL :

Elle est en fonction de la pluviométrie et du coef. de torrentialité.

$$T_a = K (4419 \cdot CT + 73,2 \frac{P^{*2}}{P} - 1442,8).$$

$$T_a : \text{Taux d'abrasion T/Km}^2/\text{an.}$$

$$CT : \text{Coef. de torrentialité : 12,4}$$

$$K : \text{Adopté : 0,8 (facteur lithologique).}$$

$$T_a = 930 \text{ T/Km}^2/\text{an.}$$

RESULTATS DE L'ETUDE PRECEDENTE :

L'Etude de l'hydrotechnique corporation (ref.3) a estimé le transport solide au site de GRAREM a  $2,65 \cdot 10^6 \text{ T/an}$  ce qui correspond a un taux d'abrasion de  $500 \text{ t/Km}^2/\text{an}$ .

En considerant les resultats obtenus, nous avons acceptés un taux d'abrasion de 400 à 500  $\text{T/Km}^2/\text{an}$ .

Le transport solide sera par conséquent  $(1,8-2,3) 10^6 \text{ t/an}$  et la garde d'envasement pendant 30 ans sera de  $(54-70) 10^6 \text{ m}^3$ .

ETUDE DES CRUES:

En 1974 la D.E.M.R.H. a élaboré une note hydrologique concernant les crues de l'oued Haut RHUMEL (ref.4).

A base des données d'observations aux oueds Athmania, Ain Smara, et Constantine il a été établie une relation débit max. superficie a base de ces abaques, les débits de pointe de crues de différentes fréquences rapportées au site de KHENEG sont :

SITE DE KHENEG DEBIT DE POINTE DE CRUE M <sup>3</sup> / s.		
10 %	1 %	0,1 %
1050	2000	3500

L'ETUDE DE M. SAMIE (ref 5) FAITE EN 1962 à CONSTANTINE :

CONSTANTINE DEBIT DE POINTE DE CRUE	
1 %	0,1 %
2400	3000

DETERMINATION DES CRUES :

Nous ne pouvons déterminer le débit de pointe de crue sur la base d'observations directes c'est à dire à la station de KHENEG pour cela on a effectué l'étude des crues à l'aide des observations faites aux stations de l'oued Athmania , Constantine et Grarem.

A partir des observations faites à constantine (station hydro-métrique) sur les crues maximales annuelles de 32 années, et après avoir effectué des testes d'ajustement par la répartition log-normal.

Nous avons obtenus.

CONSTANTINE DEBIT DE POINTE DE CRUE M <sup>3</sup> / s .			
10 %	1 %	0,1 %	0,02 %
167	645	1730	3090

Pour transformer cette crue au site de KHENEG nous avons utilisé la formule de COUNTAIGNE.

$$Q_{\max} = A \sqrt{S} \quad \text{avec} \quad A = \frac{Q_r}{\sqrt{S_r}}$$

$Q_r$  : Débit de pointe de crue du bassin de ref.

$S_r$  : Superficie du bassin de ref.

A : Quotient comparatif.

SITE DE KHENEG DEBIT DE POINTE DE CRUE M <sup>3</sup> /s.			
10 %	1 %	0,1 %	0,02 %
173	640	1790	3200

METHODE SYNTHETIQUE.

Cette méthode se base sur les valeurs max. des pluies journalière.

Certaines hypothèses sont admises pour l'application de cette méthode :

\*L'Averse génératrice de la crue se répartit uniformément sur tout le bassin versant.

\*La vitesse de transfert de la crue est constante.

\*La fréquence de la pluie génératrice correspond à celle de la crue

Le temps de concentration du bassin a été déterminé par la formule de GIANDOTTI c'est le temps que mettent les eaux du point le plus éloigné du bassin versant pour arriver à l'exutoire.

$$T_c = \frac{4\sqrt{A} + 1,5L}{0,8\sqrt{H_{\text{noy}} - H_{\text{mini}}}} \quad ; \quad T_c = 23 \text{ Heures}$$

$T_c$  : Temps de concentration du bassin (Heure)

A : Superficie du bassin versant (Km<sup>2</sup>)

L : Longueur du Thalweg principal (Km)

$H_{\text{noy}}$  : Altitude moyenne du bassin (m)

$H_{\text{min}}$  : Altitude minimale du bassin (m)

Calcul de la vitesse de transfert :

$$V = \frac{L}{T_c} \quad V = 2,2 \text{ m/s}$$

La pluie efficace est calculée à partir de la réduction de la perte cette dernière est estimée à 13,5 mm pour la première heure et augmente de 0,5 mm chaque heure donc le déficit s'élève à 13,5 + 23, 0,5 = 25 mm.

Les pointes de crues sont déterminées d'après la formule suivante

$$Q_{\text{max}} = \frac{I_{\text{eff}} \cdot S_{\text{max}}}{3,6} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

$I_{\text{eff}}$  : intensité efficace (mm/h.)

$S_{\text{max}}$  : Superficie maximale participant au transfert de l'eau dans l'intervalle de temps considéré.

$$I_{\text{eff}} = \frac{P_{\text{eff}}}{T_c} \quad \text{avec} \quad P_{\text{eff}} = P_{\text{max}} - D$$

D : Deficit.

K I I E M E G			
DEBIT DE POINTE DE CRUE M <sup>3</sup> /S.			
10 %	1 %	0,1 %	0,026
2150	4300	6200	7600

CONCLUSION SUR LES CRUES

TABLÉAU RÉCAPITULATIF.

MÉTHODES	SITE DE KHENEG DÉBIT DE POINTE DE CRUES m <sup>3</sup> /s.			
	10 %	1 %	0,1 %	0,02 %
Resultats de l'étude de la (ref. 4) 1974	1050	2000	3500	
Valeurs calculées à base d'obs. de Constantine	170	670	1790	3200
Méthode synthétique	2450	4300	6200	7600
Courbe enveloppe de Chaumont	600	3500	5000	
L'Oued Athmania (ref.2)	2300	1000	5800	7100

Les resultats obtenus par la méthode synthétique sont trop élevés ceci est dû au fait que les conditions d'applications de cette méthode se révèlent inadaptables du fait de l'importance du bassin considéré (4570km<sup>2</sup>).

Notre proposition concernant les débits de pointes de crues au site du barrage de KHENEG est la suivante.

- Q<sub>max</sub> 0,1 = 700 m<sup>3</sup>/s.
- Q<sub>max</sub> 0,01 = 3000 m<sup>3</sup>/s.
- Q<sub>max</sub> 0,001 = 5000 m<sup>3</sup>/s.
- Q<sub>max</sub> 0,0001 = 6500 m<sup>3</sup>/s.

La construction d'un barrage reservoir exige la connaissance de l'évaporation de l'eau en surface libre afin de pouvoir faire les calculs des pertes par évaporation.

Nous ne disposons d'aucune station de mesure d'évaporation sur le site.

Nous avons utilisés les données d'observation des stations météorologiques établi à proximité du site.

Pour déterminer la perte par évaporation on a établi un gradient d'évaporation mesuré sur bacs en fonction de l'altitude pour sept stations météorologiques.

STATION EF CODE	ALT. (m)	UNITE	REPARTITION MOYENNE MENSUELLE												TOT. AN.
			S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
HAMMAI BOUZIANE 10.06.03	460	mm	168	80	52	30	46	44	66	105	126	207	257	226	1407
		%	12	6	4	2	3	3	5	7	9	15	18	16	100
DJENDJEM 03.04.18	681	mm	126	78	45	22	22	32	56	81	103	149	198	185	1097
		%	12	7	4	2	2	3	5	7	9	14	18	17	100
IRRAH BIDA 03.02.01	490	mm	130	101	63	50	50	63	88	110	150	213	269	245	1582
		%	11	6	4	3	3	4	6	7	9	14	17	16	100
BATNA 01.03.07	1040	mm	204	133	68	60	54	68	101	120	143	234	320	280	1785
		%	11	7	4	3	3	4	6	7	8	13	18	16	100
AMM MILHA 10.05.15	775	mm	176	123	53	41	32	54	73	77	150	198	267	261	1505
		%	12	8	4	3	2	4	5	5	10	13	17	17	100

Pour transformer ces valeurs d'évaporation mesurées sur bacs en valeurs d'évaporation sur nappe libre d'eau on doit multiplier par un coefficient de réduction généralement pris égal à 0,80.

Sur le rapport "Altitude-évaporation" on tire la valeurs de l'évaporation observée à l'altitude de 350 m égal à 1625 mm.

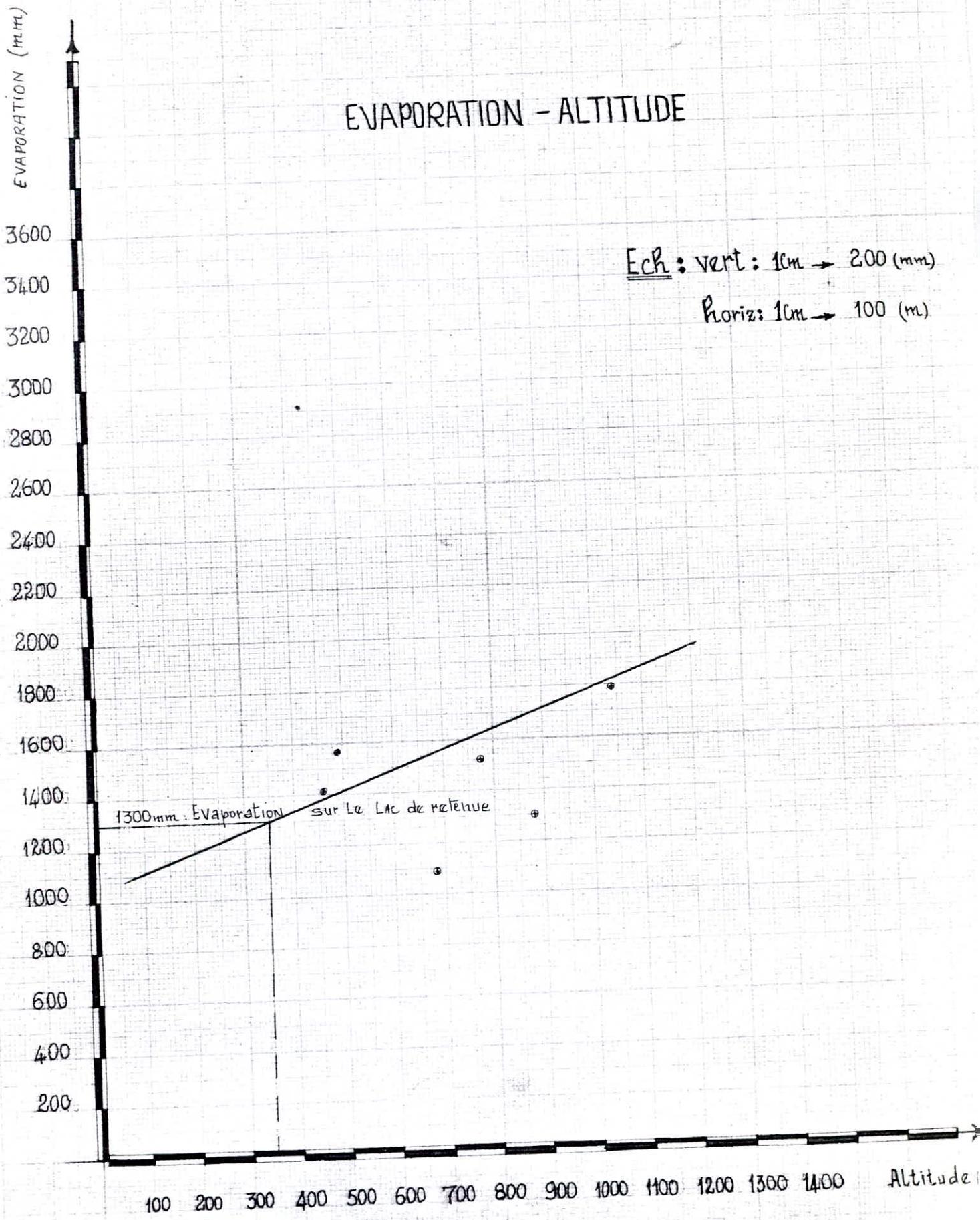
Ce qui nous donne une évaporation sur le lac de retenue.

$$E_{\text{eff}} = 0,8 \cdot 1625 = 1300 \text{ mm.}$$

REPARTITION MENSUELLE DE L'EVAPORATION :

REPARTITION MENSUELLE SUR LA RETENUE													TOTAL
UNITE	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
%	11	7	4	3	3	3	6	7	10	13	17	16	100
MM.	143	91	52	39	39	39	78	91	130	169	221	208	1300

# EVAPORATION - ALTITUDE



SALINITE :

Puisque notre barrage est a vocation l'alimentation en eau potable, le facteur salinité est a prendre en considération,

Comme nous n'avons pas de mesure de salinité au site du barrage prévu nous avons utilisé des observations de la station de GRAREH où nous disposons des mesures de conductivité depuis 1973.

Pour déterminer la quantité totale des sels dissous dans l'eau nous avons établi une relation entre le débit liquide et la conductivité elle a été déterminée sur la base d'analyse complètes de laboratoire.

Sels dissous total = 0,75 conductivité.

ANNÉES	APPORT LIQUIDE 10 <sup>6</sup> M <sup>3</sup>	TRANSPORT SALIN 10 <sup>6</sup> KG	CONCENTRATION MOY. AN. KG/M <sup>3</sup>
73 - 74	172	129	0,75
74 - 75	73	53	0,72
75 - 76	164	125	0,76
76 - 77	148	137	0,92

Sur la base de ces quatres années, la concentration moyenne annuelle est de 0,78 KG / M<sup>3</sup>.

Le transport salin est de 138 . 10<sup>6</sup> KG.

En analysant près de 210 prélèvements d'eau, nous avons déterminé le pourcentage des composantes par rapport aux sels dissous totaux.

Cation :  
Na<sup>+</sup>, Mg<sup>+</sup>, Ca<sup>++</sup>, K<sup>+</sup>

Anions :  
Cl<sup>-</sup>, So<sub>4</sub><sup>-</sup>, Co<sub>3</sub>H<sup>-</sup>, No<sub>3</sub><sup>-</sup>

L'analyse chimique montre que l'eau est potable, le PH est égal à 7,4 .

Mais toujours est t-il qu'il faufrait prévoir une station de traitement pour plus de précautions.

## ETUDE GEOLOGIQUE.

### INTRODUCTION :

L'Etude géologique a pour objet la description des conditions géologiques et hydrogéologiques que présente le site et la cuvette de KIENEG sur l'oued Rhumel.

L'Etude porte essentiellement sur les points suivants:

- Géologie régionale, y compris la sismicité de la région.
- Géologie et Hydrogéologie de la cuvette, les zones de glissement de terrain sur la retenue.
- Géologie et hydrogéologie du site du barrage et de ses abords immédiats. En particulier, la nature et l'épaisseur des terrains de couverture et du remplissage alluvionnaire ainsi que la structure et la perméabilité du substratum ont été étudiés.

### SITUATION ET ACCES DU SITE:

Le site du barrage de KIENEG est situé à 20 Km environ au Nord-Ouest de Constantine sur l'oued Rhumel (voir planche n°1)

Depuis Constantine on se dirige vers GRAREM par la Nationale N° 27.

A 20 Km de Constantine, on oblique à gauche en direction des ruines de Tiddis. Parvenu aux ruines de Tiddis, on poursuit la progression à pieds en descendant vers le lit de Rhumel et on parvient ainsi à l'entrée des gorges du KIENEG.

### LES RECONNAISSANCES.

#### PRESENTATION DU SITE ET DE LA CUVETTE.

Le Site de KIENEG se trouve à l'entrée des gorges de Rhumel. Le fleuve a creusé son lit dans le massif du KIENEG et il coule au fond d'une gorge étroite et très profonde.

A l'Amont la vallée s'élargit considérablement; la pente du court d'eau est assez faible et le réservoir se développe surtout dans la vallée du Rhumel mais aussi dans les vallées des affluents:

- Oued EL-DECRATS;
- Oued AKAR
- Oued ZIAD.

La cuvette s'étend sur les terrains quaternaires et miocènes de nature gravelo-argileuse des terrasses argileuses et sur les poudingues du miocène.

### BUT DES ETUDES GEOLOGIQUES:

Au site Mes problèmes Géologiques posés par l'aménagement ont été :

- Risques de fuites dans le massif calcaire (fissures).
- Risques de fuites au contact crétacé - miocène.

### RECONNAISSANCE EFFECTUEE :

- Un lever Géologique de la surface 1: 5000 pour la cuvette.
- Un lever Géologique de la surface 1: 500 pour le site.
- Une campagne de sondages mécaniques, S1; S3; S5; S8, verticaux et S2; S4; S6, inclinés.

Le sondage S7 a contrôlé la puissance et l'absorption des conglomérats de poudingues.

- Il a été fait 152 essais LUGION et 3 essais LEFRANC dans les roches et les alluvions pour établir les perméabilités.

### LA CUVERTE:

#### STRUCTURE GEOLOGIQUE :

La cuvette de KHEMEG est bordée à l'Est et à l'Ouest par des couches d'argiles de Miocène.

La totalité du fond de la cuvette de KHEMEG est recouverte par des dépôts d'Alluvions distribués en trois niveaux de terrasses.

- a) Alluvions actuelles; dépôts de graviers et de sables sur les rives.
- b) Alluvions récentes; limoneux occupant la vallée du Rhumel.
- c) Alluvions anciennes; terrasses caillouteuses et limoneuses bordant la vallée du Rhumel.

### HYDROGEOLOGIE DE LA CUVERTE:

Il existe une nappe aquifère au-dessus du niveau de l'Oued, qui s'explique par une alimentation régulière des versants.

Elle a été mise en évidence lors des travaux de forage (S7).

### FRANCHISE DE LA RETENUE:

Il n'y a pas de zones tectonisées ou de failles dans la cuvette.

La configuration Topographique de la cuvette et des ses environs ne donne pas lieu à l'apparition de gradient hydrauliques très élevés du fait de création de la retenue.

### SEISMICITE DE LA RETENUE.

A partir de la note "Travaux de l'Institut de météorologie et de physique du globe de l'Algérie (1940 à 1950) il n'a été enregistré qu'un seul tremblement de terre du 6 Aout 1947 d'une force de VI - VII degré sur l'échelle (197)

LE SITE :

STRATIGRAPHIE :

CALCAIRE DU KIENEG :

Le massif de KIENEG est un massif calcaire d'âge crétacé supérieur.

Ce sont des calcaires gris, blanchâtres; gréseux à petites fissures remplies de sable; dolomitiques gris foncé, et gréseux durs.

POUDINGUES DU COUDIAT -- ATY.

On les trouve à l'amont du massif de KIENEG. ce sont des conglomérats puissants constitués d'éléments parfois très volumineux; calcaires dolomitiques, et argileux.

ARGILES MIOCÈNES:

Cette argile se trouve au dessous du poudingue, ce sont des couches argileuses ou argilo-sableuses grises ou grise foncé.

QUATERNAIRE :

Au pied des versants, principalement le long de l'oued Rhunel existent d'assez importantes formations éboulées.

Ce sont des formations sablo-argileuses rencontrées dans les alluvions.

ALLUVIONS ACTUELLES:

Cette terrasse correspond au lit de l'oued ce sont des sables argileux.

ALLUVIONS RÉCENTES:

Cette terrasse forme les parties gauche et droite de la cuvette.

A la base nous avons un niveau de sable fin et galets arrondis de calcaires dolomitiques.

TECTONIQUE :

L'interprétation tectonique du site est représentée dans les profils géologiques.

Dans la zone du site ont été observées trois failles.

FAILLE F.1

Elle se trouve sous les alluvions quaternaires de l'oued elle divise la surface du Site en deux grands blocs.

Elle est amortie vers le sud et en surface, son épaisseur est de 1,5 m environ.

FAILLE F.2

Elle se trouve sur la rive gauche, elle commence de l'oued en se dirigeant très rapidement vers le sud et puis tourne vers l'ouest, son épaisseur est de 1m environ.

FAILLE F.3

Elle se trouve sur la rive droite, elle se situe entre les calcaires dolomitiques et les argiles miocènes, l'épaisseur de F3 est de 2m environ.

## CONDITIONS HYDROGÉOLOGIQUES DU SITE /

### NIVEAU DES EAUX SOUTERRAINES

Les niveaux piézométriques des eaux souterraines sur le profil hydrogéologique A-A est stabilisé à 48,7m sur la rive gauche et à 47m sur la rive droite.

L'oued Rhumel draine la rive droite et alimente la rive gauche, par contre suivant le profil C-C on remarque que l'oued draine la rive gauche et alimente la rive droite.

Il y a inversion entre les deux profils cela est dû aux pentages des couches géologiques (Stratifiés).

### CARACTERISTIQUES DE LA PERMEABILITE:

La perméabilité des alluvions, des couches de sables, et des galets est très grande.

### CLASSIFICATION DU TERRAIN SUIVANT LA PERMEABILITE:

On a partagé la perméabilité de la roche en quatre catégories.

- <1 UL -- Pratiquement imperméable.
- 1-3 UL Imperméable
- 3-10 UL Perméable
- >10 UL très perméables.

### MATERIAUX DE CONSTRUCTION :

Les calcaires de KIENEK qui constituent le massif peuvent fournir des matériaux excellents pour la construction d'un barrage en enrochement.

Le choix de la carrière même ne pose pas de problème puisque le meilleur emplacement pour cela se trouve sur les deux rives de l'oued à 200 m en aval de l'axe aval (suivant la coupe B-B) jusqu'à une distance de 4 Km.

A base d'essais de résistance et des conditions d'accès il a été recommandé d'utiliser les calcaires dolomitiques ou les calcaires greseaux durs parmi les formations du calcaire de KIENEK.

Les argiles de miocènes en amont du site peuvent être utilisées.

### CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX DE CONSTRUCTION:

- Résistance à la compression simple (700 à 800 Kg/cm<sup>2</sup>).
- Densité 2,1.

### CONCLUSION:

#### LA CUVETTE :

- Les versants alimentent l'oued Rhumel
- Etanchéité de la cuvette
- Dans la cuvette on a trouvé quelques zones de glissement de terrain en alluvions anciennes.

#### LE SITE:

- L'axe aval est situé sur les calcaires de KIENEK
- Dans la zone du Site Trois failles ont été observées et un contact anormal miocène-calcaire de KIENEK.
- La perméabilité des roches est forte à cause des fissures elle diminue avec la profondeur.
- Il est possible un voile d'étanchéité, parce-qu'il existe un bed-rock imperméable.

C A R A C T E R I S T I Q U E D E P E R M E A B I L I T E

N° de :	PUITS :	TRANCHE :	LITHOLOGIE :	PERM. :	OBSERVATIONS :
1		3.0 - 6.0	Calcaires remplis de calcite	15,5	TRES
		6.0 - 9.0	Calcaires fissurés	---	PERMEABLE
		9.5 - 11.5	Passé de solutions à remplissage sableuse	---	PERMEABLE
		11,5 - 15,5	Calcaires	13,5	
		15,7 - 20,7	Calcaires fissurés à remplissage d'argile	---	
		20,7 - 23,7	Calcaires gréseux	5,7	PERMEABLE
		23,7 - 26,7	Calcaires	3,7	
		26,7 - 29,7	Calcaires gréseux	3,0	
		29,7 - 32,7	" "	2,6	
		32,7 - 35,7	" "	2,5	
		35,7 - 38,7	" "	1,9	PEU
		38,7 - 41,7	" "	1,9	
		41,7 - 44,7	" "	2,1	PERMEABLE
		44,7 - 47,7	" "	1,7	
		47,7 - 50,7	" "	2,1	
		50,7 - 53,7	" "	1,6	
		53,7 - 56,7	" "	1,9	
		56,7 - 59,7	" "	2,3	IMPERMEABLE
		59,7 - 62,7	" "	2,2	
		62,7 - 65,7	" "	2,0	
	65,7 - 68,7	" "	1,9		
	68,7 - 71,7	" "	1,8		
	71,7 - 74,7	Calcaires fissurés	1,3		
	74,7 - 75,7	" "	1,4		
	75,7 - 78,7	" "	1,6		
2		3.0 - 6.0	Calcaires gréseux	19,0	TRES PERMEABLE
		6.0 - 9.0	" " "	12,0	PERMEABLE
		9.0 - 12.0	" " "	9,5	PERMEABLE
		12.0 - 15.0	" " "	9,0	PERMEABLE
		15.0 - 18.0	" " "	22,0	
		18.0 - 21.0	" " "	27,0	TRES PERMEABLE
		21.0 - 24.0	Calcaires	10,0	PERMEABLE
		24,7 - 27,0	Calcaire gris fissurés	---	
		27,0 - 29,0	" "	---	
		29,0 - 32,0	Calcaires gris durs	---	
		32,0 - 32,5	Calcaires	9,5	PERMEABLE
		35,0 - 38,0	Calcaires rempli de sable	---	TRES PERMEABLE
		38,0 - 40,0	" "	---	PERMEABLE
	40,0 - 43,0	Calcaires rempli de calcite	17,0		
	43,0 - 46,0	" "	2,1		
	46,0 - 49,0	Calcaires	1,9	IMPERMEABLE	
	49,0 - 52,0	" "	2,0		
	52,0 - 55,0	" "	1,8		
	55,0 - 58,0	Calcaire gréseux	1,4		
8		3,0 - 6,0	Calcaire dolomitique	13,0	TRES PERM.
		6,0 - 9,0	Calcaire gréseux	4,5	
		9,0 - 12,0	" "	8,7	PERMEABLE
		12,0 - 15,0	" "	4,8	
		15,0 - 18,0	Calcaire dolomitique	10,0	
		18,0 - 21,0	" "	10,7	TRES PERM
		21,0 - 24,0	" "	9,0	
		24,0 - 27,0	" "	2,1	
		27,0 - 30,0	" "	1,9	IMPERMEABLE
	30,0 - 33,0	" "	1,6		
	33,0 - 36,0	" "	1,4		
	36,0 - 39,0	Calcaire sableux	1,3		

N° de PUITS	BRANCHE	LITHOLOGIE	PERMEABILITE	OBSERVATIONS
5	6.0-7.0	Alluvions sables et galets	7.0.10 <sup>-5</sup> Cm/s	TRES PERMEABLE
	11.5-12.0	" "	10.7.10 <sup>-5</sup> Cm/s	PERMEABLE
	17.0-17.5	" "	5.3.10 <sup>-5</sup> Cm/s	
	20.0-23.0	Zone broyée	3,6	PERMEABLE
	23.0-26.0	" "	2,5	
	26.0-29.0	Argile noire	2,3	IMPERMEABLE
	29.0-32.0	Sable et argile	3,6	
	32.0-35.0	Sable et gravier	4,5	PERMEABLE
	35.0-38.0	Sable moyen	4,2	
	38.0-41.0	Sable argileux	3,3	
	41.0-44.0	" "	2,9	
	44.0-47.0	" "	2,7	
	47.0-50.0	Argile grise	1,9	
	50.0-53.0	Sable fin	1,5	IMPERMEABLE
	53.0-56.0	" "	2,5	
56.0-59.0	" "	1,8		
6	3.0-6.0	Poudingue sableux	—	TRES PERMEABLE
	6.0-9.0	" "	10,7	
	9.0-12.0	" "	14,5	
	12.0-15.0	Grès argileux	5,8	
	15.0-18.0	Altérmance argile et grés	6,5	
	18.0-21.0	" "	4,0	
	21.0-24.0	Grés moyen	4,2	
	24.0-27.0	" "	3,3	PERMEABLE
	27.0-30.0	Altérmance argile et grés	2,2	
	30.0-33.0	" "	2,9	
	33.0-36.0	" "	2,7	
	36.0-39.0	Sable fin	3,0	
	39.0-42.0	" "	3,0	
	42.0-45.0	Zone broyée	2,4	
	45.0-48.0	Calcaire dolomitique	—	TRES PERMEABLE
	48.0-51.0	" "	16,0	
	51.0-54.0	" "	5,5	
	54.0-57.0	" "	3,9	PERMEABLE
57.0-60.0	" "	6,5		
60.0-63.0	" "	2,1	IMPERMEABLE	
63.0-66.0	" "	2,5		
68.0-71.0	" "	0,8	TRES IMPERM.	
7	5.5-6.5	Poudingue sableux	12,0	TRES PERMEABLE
	6.5-7.5	" "	10,0	
	9.5-12.5	" "	7,5	
	12.5-15.5	" "	7,5	
	15.5-18.5	Poudingue argileux	4,0	PERMEABLE
	18.5-21.5	" "	3,8	
	21.5-24.5	Grés argileux	3,0	
	24.5-27.5	" "	2,5	
	27.5-30.5	" "	2,9	
	30.5-33.5	Argile sableuse	2,1	PRATIQUEMENT IMPERMEABLE
	33.5-36.5	" "	2,2	
	36.5-39.5	Marges calcaires	1,5	
	39.5-42.5	" "	1,0	
	42.5-45.5	Marges sableuse	0,7	
	45.5-48.5	" "	0,6	

N° de Puits	TRANCHE	LITHOLOGIE	PERM.	OBSERVATIONS
3	3.0-6.0	Calcaire fissuré	13,5	TRES PERM.
	6.0-9.0	" "	---	
	9.0-12.0	" "	---	
	12.0-14.0	" "	---	
	14.0-17.0	Calcaire dolomitique	6,0	PERMEABLE
	17.0-20.0	" "	9,0	
	20.0-23.0	" "	12,0	
	23.0-26.0	" "	9,0	
	26.0-29,0	Calcaire fissuré	---	TRES PERM.
	29.0-31,5	" "	---	
	31.0-37,0	" "	---	
	37.0-39,0	" "	---	
	39.0-40,0	" "	---	
	40.0-43,0	Passe remplie	14,0	
	43.0-46,0	Calcaire dolomitique	6,0	PERMEABLE
	46.0-49,0	" "	---	TRES PERM.
	49.0-52,0	Calcaire	20,0	IMPERMEABLE
	52.0-55,0	" "	7,0	
	55.0-58,0	" "	6,5	
	58.0-63,0	Calcaire fissuré	2,0	
64.0-67,0	Calcaire gréseux	2,1		
67.0-70,0	Brèche calcaire dur	1,9		
70.0-73,0	Calcaire	2,2		
73.0-76,0	" "	1,8		
76.0-79,0	Calcaire dolomitique	2,8		
4	6.0-9.0	Poudingue sableux	15,0	TRES PERM.
	9.0-12,0	Poudingue argileux	9,5	PERMEABLE
	12.0-15,0	" "	9,0	
	15.0-18,0	Poudingue sableux	17,0	TRES PERM.
	18.0-21,0	Calcaire gréseux	8,5	PERMEABLE
	21.0-24,0	" "	8,6	
	24.0-27,0	" "	6,5	
	27.0-30,0	Calcaire à remplissage d'argile	9,3	
	30.0-33,0	Calcaire gréseux	7,0	
	33.0-36,0	" "	5,7	
	36.0-39,0	" "	2,7	IMPERMEABLE
	39.0-42,0	" "	2,2	
	42.0-45,0	" "	2,7	
	45.0-48,0	Calcaire à remplissage d'argile	1,8	
	48.0-51,0	" "	1,9	
	51.0-54,0	Calcaire gréseux	2,0	
	54.0-57,0	" "	2,7	
	57.0-60,0	Grès calcaires	2,3	
	60.0-63,0	" "	2,5	
	63.0-66,0	" "	1,9	
66.0-69,0	" "	1,8		

LIMITES DE PERMEABILITES

- < 1 UL            PRATIQUEMENT IMPERMEABLE
- 1 - 3 UL        IMPERMEABLE
- 3 - 10 UL       PERMEABLE
- > 10 UL        TRES PERMEABLE

ETUDE DE REGULARISATION.

INTRODUCTION:

Le but d'une étude de régularisation consiste à définir le rapport entre les volumes de la demande et ceux de la retenue nécessaires pour assurer cette demande sous différentes contraintes d'utilisation.

Le volume demandé pour notre cas sert pour l'alimentation en eau potable, nous devons assurer 9 ans sur 10.

Le volume utile est égal au volume total moins la garde d'envasement. Il a été procédé par simulation sur ordinateur à partir du programme "Sym 97" qui étudie la loi de répartition du volume d'eau fourni par un barrage de retenue, à partir de:

- 1) Caractéristiques hydrologiques de l'oued.
- 2) Caractéristiques climatiques du site.
- 3) Consignes d'exploitations de l'ouvrage.

DONNEES D'ENTREE:

- 1) L'apport mensuel: variable aléatoire.
- 2) Evaporation pluie mensuelle sur la retenue.
- 3) Courbe capacité-surface, garde d'envasement.
- 4) Modulation de la demande mensuelle.

TRAITEMENT DES DONNEES:

Le programme simule l'exploitation de la retenue pendant N années par une série de valeurs de la capacité et du taux d'exploitation, cette simulation est effectuée avec un pas d'un mois.

$$\frac{\Delta}{\bar{\Delta}} = X_0 + S_1 \exp S_2$$

$X_0, S_1, S_2$ , sont les paramètres de l'irrégularité de l'apport mensuel, AM.

$$AM = \frac{\Delta}{\bar{\Delta}} \text{ Dis } t_j ; \text{ Dis } t_j = \text{Distribution mensuelle.}$$

Évaluation du volume moyen mensuel réellement fourni pour chaque taux d'exploitation et chaque capacité utile.

$$V = \frac{V_0 + AM - D \times T}{2}$$

Vo: état de la retenue au début du mois.

D: modulation de la demande.

T: taux d'exploitation.

$$V_f = V_o + AM - P - VE$$

P: pertes.

VE: volume d'exploitation.

Remarques:

- Le modèle ne tient pas compte des pertes par infiltration.
- L'évaporation est soustraite en totalité tant que le barrage n'est pas vide.
- Le volume d'exploitation ne commence à être délivré que lorsque le volume évaporé est intégralement délivré et que le volume restant est supérieur à celui de la tranche morte.
- Ce mode de calcul revient dans la majorité des cas à considérer que les débits d'apports, d'évaporation et d'exploitation sont constants durant le mois.
- Le programme décompte chaque année le volume réellement fourni et étudie en fin de simulation

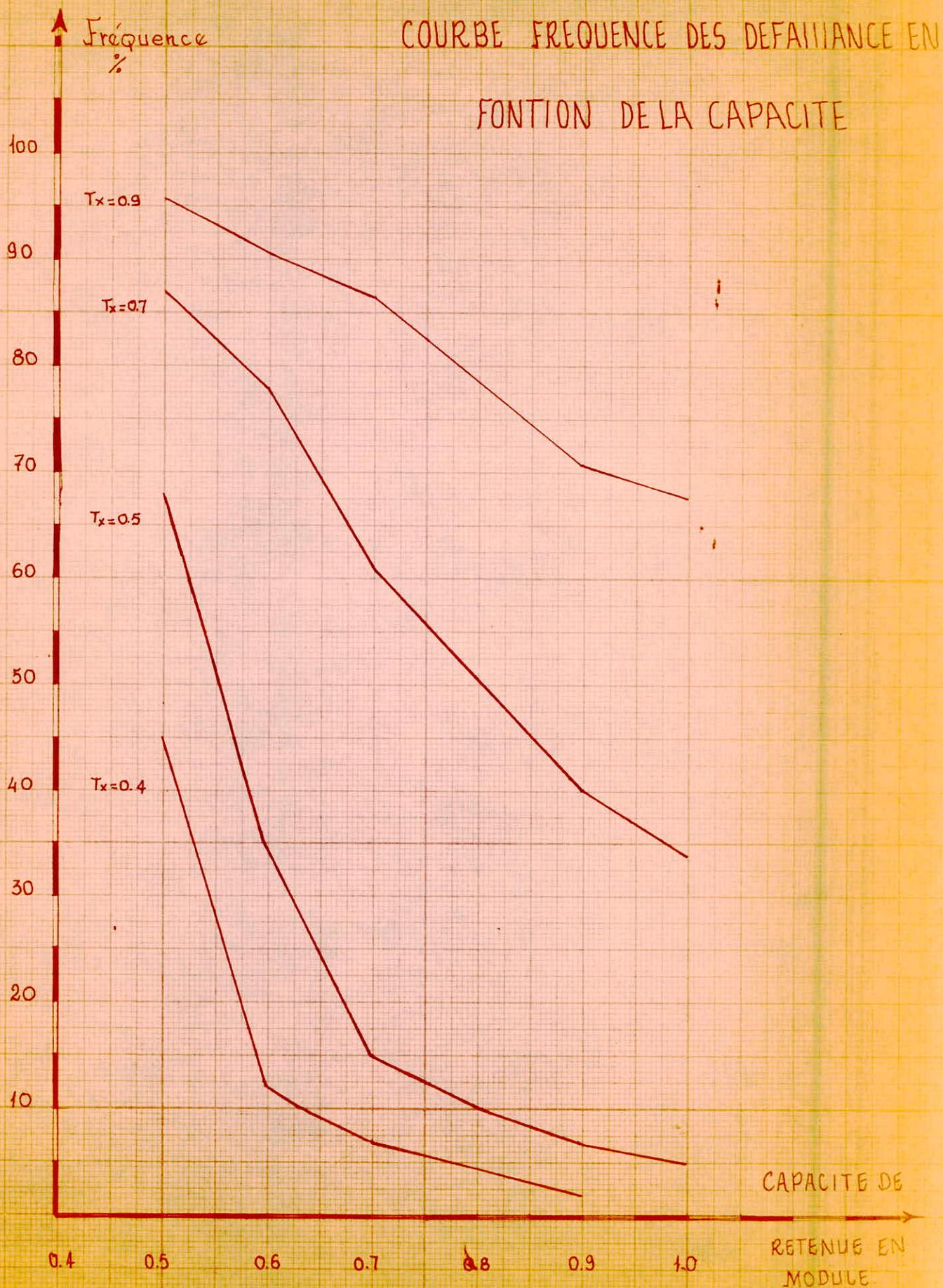
**SORTIES:** - Tableau des fréquences de déficits

- Tableau des moyennes des taux réellement obtenus.

Au stade de l'étude, afin de fixer le volume de la retenue, on trouve à partir des résultats obtenus la courbe du volume régularisé en fonction utile de la retenue.

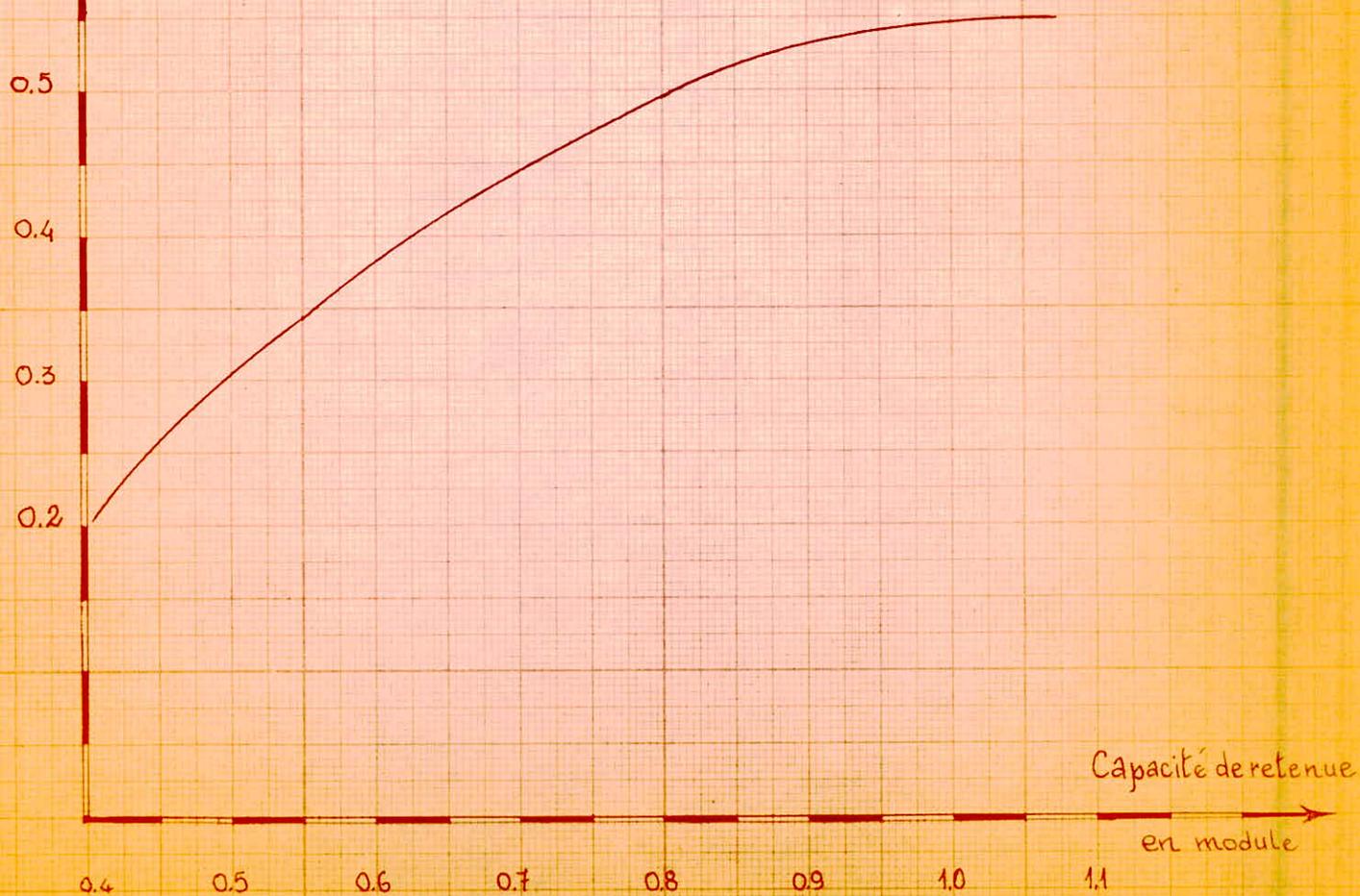
TAUX D'EXPLOITATION	VOLUME REGULARISE (Hm <sup>3</sup> )	Dv (Hm <sup>3</sup> )	Cap. de RETENUE (Hm <sup>3</sup> )	Dc (Hm <sup>3</sup> )	COTE DE HAUT. DU RETENUE	
					(m)	(n)
0,30	53,1	8,85	88,50	1,77	340,25	60,25
0,35	61,95		90,27		21,24	340,75
0,40	70,80	8,85	111,51	15,04	343,75	63,75
0,45	79,85		126,55		5,31	345,62
0,47	83,19	3,54	131,865	10,62	346,375	66,37
0,50	88,50	5,31	142,435		347,75	67,75
0,52	92,04	3,54	152,22	9,73	348,75	68,75

VOLUME REGULARISE EN FONCTION DE LA CAPACITE DE RETENUE.



VOLUME régularisé  
en module.

Courbe du volume régularisé en fonction  
de la capacité utile de la retenue.



Du tableau volume régularisé en fonction de la capacité de retenue (voir tableau précédant), on déduit le volume régularisé et la capacité de retenue pour notre barrage.

La demande est de  $80 \text{ Hm}^3, 30 \text{ Hm}^3$  pour la ville de Mila et  $50 \text{ Hm}^3$  pour Constantine.

Vu l'accroissement démographique et le progrès industriel de Constantine, il est préférable de retenir le volume régularisé de  $88,59 \text{ Hm}^3$  correspondant à une capacité de retenue de  $142,485 \text{ Hm}^3$  à la côte de  $347,75\text{m}$  pour une hauteur de barrage de  $67,75\text{m}$ .

LAMINAGE DES CRUES:

I) PRESENTATION:

L'étude du laminage des crues consiste à déterminer la côte maximale atteinte par le plan d'eau pendant la crue (N.P.H.E), niveau des plus hautes eaux.

Tout déversement par dessus la crête du barrage entaillerait la face avale et le couronnement de l'ouvrage. De ce fait le dimensionnement du déversoir doit être bien étudié.

2) LE MECANISME DE LAMINAGE PEUT-ÊTRE TRADUIT PAR:

L'équation différentielle suivante:

$$q_c(t) dt = q_e(Z) dt + A(Z) dZ.$$

Element de volume entrant	=	Element de volume sortant	+ Variation de volume dans la retenue.
---------------------------	---	---------------------------	--

Où: t = temps.

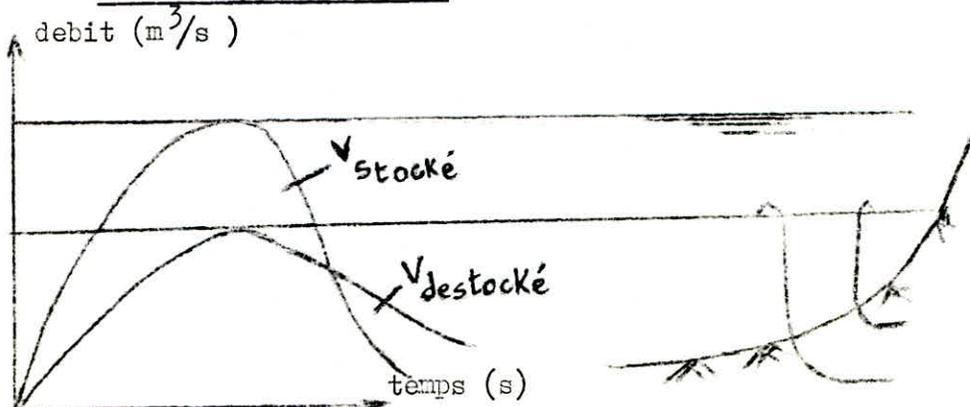
Z =côte du plan d'eau.

$q_c$  = débit de crue entrant dans la retenue.

$q_e$  = débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue.

$A(Z)$  = aire du plan d'eau à la côte Z.

Schéma de principe:



LAMINAGE DES CRUES PAR LA RETENUE

LAMINAGE DES CRUES PAR LA METHODE GRAPHIQUE:

Calcul de la hauteur déversée:

$$Q_d = m b h \sqrt{2gh}$$

m: 0,48. (coefficient de débit du réservoir).

b: largeur du déversoir.

h: hauteur de la lame d'eau sur le déversoir.

Quelques variantes de laminage:

$$\begin{array}{l} - b = 50 \text{ m} \\ \left| \begin{array}{l} h_{\text{dev}} = 4,48 \text{ m} \\ Q_{\text{dev}} = 1000 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} - b = 75 \text{ m} \\ \left| \begin{array}{l} h_{\text{dev}} = 4,06 \text{ m} \\ Q_{\text{dev}} = 1207,0 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} - b = 190 \text{ m} \\ \left| \begin{array}{l} h_{\text{dev}} = 2,4 \text{ m} \\ Q_{\text{dev}} = 1545 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\begin{array}{l} - b = 150 \text{ m} \\ \left| \begin{array}{l} h_{\text{dev}} = 2,83 \text{ m} \\ Q_{\text{dev}} = 1500 \text{ m}^3/\text{s} \end{array} \right. \end{array}$$

$$\Delta V = Q \Delta t \quad \text{avec} \quad \Delta t = 3 \text{ h} \quad \Delta t = 10800 \text{ s.}$$

$$b = 150 \text{ m}$$

h(m)	Qd(m <sup>3</sup> )	Qd/2(m <sup>3</sup> )	$\frac{\Delta V}{2} = \frac{Q_d}{2} \cdot \Delta t (\text{m}^3)$
1	318,92	159,46	1722168
2	902,04	451,02	4871016
3	1657,15	828,57	8948556
4	2557,15	1275,68	13777344
5	3565,63	1782,815	19254402

Nous allons déterminer le niveau normal de retenue N.N.R

A partir de la courbe capacité en fonction de la hauteur, à partir du "SYM 97" on a le volume régularisé de 88,50 Hm<sup>3</sup> on a une capacité de retenue de:

$$\text{Capacité de retenue} = 142,480 \text{ Hm}^3 ;$$

$$h = 67,75. \quad h: \text{hauteur du barrage.}$$

Déterminons les volumes respectifs aux cinq premiers mètres au dessus du N.N.R. (niveau normal de retenue).

Ainsi on pourra déterminer la hauteur déversée et les débits déversés correspondants.

h(m)	V(10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	$\frac{\Delta V}{2}$ (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	$V + \frac{\Delta V}{2}$ (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	$V - \frac{\Delta V}{2}$ (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )
1	10	1,722168	11,722168	8,277832
2	23	4,871016	27,871016	18,128984
3	38	8,948556	46,948556	29,051444
4	53	13,77344	66,777344	39,222656
5	78	19,254402	97,254402	58,745518

DETERMINATION DES COURBES DE LAMINAGE DE LA CRUE

MILLENALE:

$Q_{max} = 5000 \text{ m}^3/\text{s}$  (débit max millénale).

Comme nous avons déterminés le temps de concentration  $t_c$  égal à 23 h, c'est le temps de crue. Alors que le temps de décrue est 3 fois plus que le temps de crue. C à d:

$t_d = 3t_c$  ;  $t_d$ : temps de décrue.

$t_d = 69 \text{ h}$        $t_c$ : temps de concentration (23 h)

- Période de Crue :  $Q_{aff} = Q_{max} \left(\frac{t_i}{t_c}\right)^2$

$t_i$ : Intervalle de temps (s)

$Q_{aff}$ : Débit affluent ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

- DECRUE:  $Q_{aff} = Q_{max} \left(\frac{t_d - t_i}{t_d}\right)^3$

Donc le temps total :  $Tt = t_c + t_d$        $Tt = 92 \text{ h}$ .

Après avoir tracer la courbe  $Q_{aff}$ . en fonction du temps, nous allons pouvoir déterminer les volumes affluents respectifs:

$V_{aff}(i, i + 1) = \frac{Q_{aff_i} + Q_{aff}(i+1)}{2} \cdot \Delta t$

avec  $\Delta t = 3 \text{ h}$ .

En fin de crue tout volume de la periode de crue est déversé. Après avoir trouvé les  $V_{aff}(i, i+1)$ , et à partir des courbes  $(V + \frac{\Delta V}{2}, V - \frac{\Delta V}{2}, \text{ et } Q_{dev})$  fonction de h nous allons déterminer les hauteurs déversées et par conséquent les débits déversé. Nous choisirons la hauteur déversée maximale pour avoir notre niveau de couronnement:

$N_c = N.N.R + h_d$

avec =  $N_c$ : niveau de couronnement.

$N.N.R$  : niveau normal de retenue.

$h_d$ : hauteur maximale déversée.

- Dressons le tableau  $Q_{\text{aff}}$  en fonction du temps pour pouvoir tracer la courbe.

$t(h)$	0-3	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21	21-23	23-27	27-30	
$Q_{\text{aff.}}$ ( $m^3/s$ )	85,066	340,26	765,59	1361,06	2126,65	3062,38	4168,24	5000,0	419,8	3627,4	
$t(h)$	30-33	33-36	36-39	39-42	42-45	45-48	48-51	51-54	54-57	57-60	
$Q_{\text{aff.}}$ ( $m^3/s$ )	3125,9	2672,9	2265,9	1902,5	1580,2	1296,5	1048,9	835,16	652,57	498,7	
$t(h)$	60-63	63-66	66-69	69-72	72-75	75-78	78-81	81-84	84-87	87-90	90-92
$Q_{\text{aff.}}$ ( $m^3/s$ )	371,2	267,5	185,18	121,76	74,78	41,76	20,26	7,79	1,90	0,12	0

- Après avoir tracer la courbe  $Q_{\text{aff}}$  en fonction du temps, nous allons pouvoir déterminer les volumes affluents respectifs:

$$V_{\text{aff}(i,i+1)} = \frac{Q_{\text{aff}_i} + Q_{\text{aff}(i+1)}}{2} \cdot \Delta t$$

avec:  $\Delta t = 3 h.$

DETERMINATION DE hd(max)

t (h)	V. aff. (i, i+I) (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	h <sub>dev</sub> (m)	Q <sub>dev</sub> (m <sup>3</sup> /s)
0 - 3	0.4593564	0,01	4,0
3 - 6	2.2967604	0,06	10,0
6 - 9	5.971590.0	0,23	30,00
9 - 12	11.483910.0	0,55	140,0
12 - 15	18.833634.0	1,0	324,0
15 - 18	280.020762.0	1,46	580,0
18 - 21	39.045348.0	2,02	920,0
21 - 24	48.644496.0	2,52	1260,0
24 - 27	44.926920.0	2,74	1430,0
27 - 30	42.158880.0	2,83	1500,0
30 - 33	36.467820.0	2,72	1420,0
33 - 36	31.313520.0	2,54	1290,0
36 - 39	26.669520.0	2,36	1140,0
39 - 42	22.509360.0	2,16	1000,0
42 - 45	18.806580.0	1,95	860,0
45 - 48	15.534180.0	1,72	726,0
48 - 51	12.665160.0	1,52	620,0
51 - 54	10.173924.0	1,32	520,0
54 - 57	8.033742.0	1,18	420,0
57 - 60	6.216858.0	1,04	360,0
60 - 63	4.697460.0	0,92	278,0
63 - 66	3.448980.0	0,74	200,0
66 - 69	2.444472.0	0,60	150,0
69 - 72	1.657476	0,46	98,0
72 - 75	1.061316.0	0,54	60,0
75 - 78	0.629316.0	0,25	40,0
78 - 81	0.334908.0	0,18	20,0
81 - 84	0.151470.0	0,12	10,0
84 - 87	0.052326.0	0,062	5,0
87 - 90	0.010908.0	0,030	2,5
90 - 92	0.000648.0	0,01	1,25

D'après le tableau précédent, nous pouvons voir que la hauteur déversée maximale qui est égale à : 2,83 m

$$N_c = N.N.R + h_d(\max)$$

$$N_c = 67,75 + 2,83$$

$$N_c = 70,58 \text{ m}; \text{correspondant à une côte de 350 m.}$$

CALCUL DE LA REVANCHE:

INTRODUCTION:

Parmi les risques d'accidents qui menacent l'existence d'un barrage, la submersion est très grave. Le déferlement des vagues soulevées par le vent soufflant en tempête est atténué par une hauteur de sécurité appelée revanche. Formule de MALLET et PACQUANT.

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \qquad h = \frac{1}{2} + \frac{1}{3} F$$

h: hauteur des vagues.

$V^2/2g$  : énergie cinétique des vagues qui lorsque la vague est interrompue par le barrage se transforme en hauteur d'eau supplémentaire.

F: longueur rectiligne maximale de la retenue mesurée à partir de l'axe du barrage FETCH en (Km).

$$F = 8.0 \text{ Km} \quad h = 0,5 + 0,333 \sqrt{8} \quad h = 1,44 \text{ m}$$

$$V = \frac{3}{2} + \frac{2}{3}h \quad V = 2,46 \text{ m/s.}$$

S: réserve de sécurité prise en fonction de la classe du barrage.  $S = 1.0\text{m}$

Calcul de la revanche:

$$R = h + \frac{V^2}{2g} + S \qquad R = 2,74 \text{ m}$$

Vérification par la formule de DAVIS:

$$R = 0,75 H + \frac{V^2}{2g}$$

: la hauteur des vagues estimée à l'aide de la formule de STEVENSON pour un Fetch.

$$L < 18 \text{ Km.} \quad = 0,75 + 0,34 \sqrt{L} - 0,26 \sqrt[4]{L}$$

$$H = 1,024 \text{ m}$$

Vitesse de propagation des vagues.

$$V = \frac{3}{2} + 2h \quad V = 1,5 + 2.1.024; V = 3,55 \text{ m/s}$$

Revanche:

$$R = 0,75.1,024 + \frac{(3,55)^2}{2.9.81}$$

$$R = 1,41 \text{ m}$$

TASSEMENT:

Introduction:

En general un massif est soumis à l'action d'une charge de compression contante, subit une reduction de volume qu'on appelle tassement.

Décomposition du tassement:

Une observation attentive montre que ce tassement se décompose en deux parties: au moment de l'application de la charge il se produit un tassement instantane, puis la charge étant maintenue, il se produit un tassement progressif.

Le premier phénomène s'arrête des que le volume des vides entre les grains de terre est suffisamment réduit pour que l'eau l'occupe entièrement.

L'eau étant incompressible, le tassement ultérieur ne pourra se produire que si elle est chassée par l'effet de la pression extérieure.

C'est ce tassement progressif que l'on appelle consolidation.

Le tassement est estimé à 1 ou 2 % de la hauteur du barrage pour un barrage en enrochement.

Ainsi le niveau de crête du barrage sera donc:

$$N.C.B. = 350 + 1,5 + 1 = 352,5$$

Ce qui correspond à une hauteur :  $h = 72,5$  m

Largeur de la crête b:

Cette grandeur dépend essentiellement des dimensions exigées par la route d'exploitation sur le barrage on peut l'évaluer selon deux formules empiriques.

1) Formule de T.T Knappen:

$$b = 1,65 \sqrt{Hb} ; H_{\text{barrage}} = Nc + R + T_{\text{ass}} = 72,5 \text{ m}$$

$$b = 1,65 \sqrt{72,5}$$

2) Formule de E.F PREECE:

$$b = 1,1 \sqrt{Hb} + 1 \quad Hb = 71,5 \text{ m}$$

$$b = 1,1 \sqrt{71,5} + 1$$

$$b = 10,36 \text{ m}$$

- Sur cette crête on aménagera une route d'exploitation de 6 m. On choisit  $b = 12$  m

3) Longueur encrête du barrage:

Selon l'axe du barrage et d'après la vue en plan de l'ouvrage, nous obtenons par mesure directe la longueur de la crête L.

$$\underline{L = 157,5 \text{ m}}$$

## DISPOSITIFS DE PROTECTION CONTRE LES EFFETS DE L'EAU

### Drains et filtres:

Du fait de la charge hydraulique à l'amont du barrage l'eau s'infiltré progressivement dans le massif même du barrage et dans ses fondations bien que le choix des matériaux de construction et de l'implantation de l'ouvrage aient été fait de manière à limiter les débits d'infiltration. Il importe donc d'éviter que les résurgences des eaux infiltrées à l'aval ne nuisent à la stabilité de l'ouvrage par création de renard ou destruction partielle du pied aval du barrage.

A cet effet on doit prévoir à l'intérieur du massif du barrage et éventuellement dans les fondations de celui-ci un dispositif drainant qui interceptera les eaux d'infiltration. Ce dispositif est composé de drains et filtres.

Un drain: est un organe qui évacue les eaux provenant d'une infiltration.

Un filtre: est un organe destiné à bloquer la migration des particules fines entraînées par la circulation de l'eau dans le massif.

Constitution de drains et filtres: les drains sont constitués de graviers perméables, soit d'éléments de tuyaux en béton poreux ou plastique perforé entouré de couche de graviers. Les filtres sont constitués de couches successives de matériaux perméables de granulométrie de plus en plus fines assurant la transition entre le noyau et le massif d'enrochement et du tout venant et les éléments fins.

### NOYAU ETANCHE D'ARGILE:

Rôle: Il a pour rôle primordial d'assurer convenablement l'étanchéité du barrage.

Qualité des matériaux: Dans le noyau d'argile compactée, les matériaux utilisés dans la construction doivent satisfaire aux conditions suivantes.

- Avoir une forte résistance au cisaillement.
- Avoir une imperméabilité suffisante.
- Être insoluble dans l'eau, et ne doit pas contenir des particules de gypse ou de sel.

### COUMBE GRANULOMETRIQUE:

Son tracé est donné par le tableau suivant:

Ø(mm)	0,002	0,005	0,01	0,02	0,05	0,1
Passing%	30	45	50	70	77	82

Les filtres: Ils jouent un rôle considérable dans la sécurité du barrage et permettent de réduire les risques de sous-pression, les filtres peuvent être utilisés:

- Sous forme de tapis filtrants disposés sous le quart ou le tiers aval d'un barrage homogène afin de rabattre la ligne phréatique en vue d'éviter son émergence sur le talus aval. Dans un filtre chaque couche doit jouer le rôle de filtre vis à vis de la précédente dans le sens de l'écoulement de l'eau. Un filtre ne doit ni se colmater ni se dégrader par entraînement de ses éléments

Un tapis filtrant inverse sera disposé sur le tiers aval du sol de fondation, les éléments les plus fins constitueront la première couche horizontale de ce filtre, la granulométrie des couches augmente progressivement et ceci en vue d'éviter les risques du renards.

Ordre de la couche	Épaisseur(cm)	Granulométrie(mm)
1ère couche	30	0,1 ÷ 0,5
2ème couche	30	0,5 ÷ 4,0
3ème couche	30	4,0 ÷ 13,0
4ème couche	30	13,0 ÷ 20,0

Les matériaux des filtres proviendront de la récupération du broyage du calcaire à la station de concassage qui sera aménagée à proximité de la zone d'emprunt.

MATÉRIAUX UTILISÉS:

Enrochement:

Rôle: les enrochements sont des massifs stabilisateurs à drainage libre, permettant de réduire très sensiblement le fruit des talus.

Qualités: l'enrochement doit:

- Avoir une forte résistance au cisaillement.
- Être insoluble dans l'eau.
- Ne pas être gelif.
- Avoir une forte densité (la stabilité croît avec la densité).

Les calcaires compactés de la carrière remplissent les conditions.

GRANULOMÉTRIE: Pour les enrochements, il sera recommandé d'avoir  $D_{50} \geq 300$  mm.

Ce qui nous donne la courbe granulométrique tracée d'après le tableau suivant:

Ø(mm)	0,5	20	70	300	500
Passing %	5	10	20	50	80

Filtres du noyau:

-Intéposés entre le noyau imperméable et les zones perméables, ils drainent les eaux de fuite et évitent que les fruits du noyau imperméables ne soient entraînés par infiltration à travers les matériaux à gros éléments des zones perméables, c'est à dire assurent une bonne continuité granulométrique.

Étanchement par injection:

-La méthode d'injection et la nature du coulis ont été choisis à partir du milieu à injecter. Les résultats de l'étude géologique, nous ont amené à conclure que  
-Le sol de fondation du barrage est un milieu rocheux  
-Que ce milieu est fissuré donc une bonne perméabilité

Le but des injections sera donc un étanchement sous l'ensemble de l'ouvrage. En rive droite près du sondage S<sub>3</sub> aussi qu'en rive gauche près du sondage S<sub>5</sub>, on procédera à des injections de consolidation et d'étanchement.

Coulis à injecter:

Pour l'injection du rocher, nous utiliserons un coulis économique c'est à dire avec suspension de ciment et de la poudre de pierre. (filler de calcaire de granulométrie comparable à celle du lient).

Pour la zone de fracturation le traitement se fera différemment (consolidation) dans les fissures larges, on chargera le coulis avec des agrégats fins ( $\phi_{max} < 5mm$ ), après obturation des grosses cavités, il faudra injecter une suspension de ciment très diluée afin de remplir les fines fissures dans lesquelles le coulis épais n'a pu pénétrer.

Profondeur d'injection:

Nous pouvons dire que le réseau d'injection aura une forme dissymétrique en raison des résultats des essais luglou.

La profondeur des forages sera plus importante en rive droite. (On s'arrêtera à une limite d'injection de 2,0 unité Luglou).

Ecartement des forages:

Dans la zone de grande perméabilité (sur les rives) on pourra écarter les forages et ceci s'explique par le fait que les fissures existantes faciliteront un lointain cheminement du coulis (écartement de 8,0 m environ).

Par contre sous le barrage, on prendra un écartement de 4 m environ.

Galerie d'injection:

Les injections se feront à partir d'une galerie se situant dans la parafouille, ce qui évitera les ressurgences de coulis. Le dimensionnement est fait de façon à faciliter le travail à l'intérieur et surtout pour permettre l'installation d'une centrale d'injection mobile.

Pression d'injection:

La pression d'injection optimum a un double avantage.

- a) De sécurité: évite les résurgences de coulis et le clacage horizontal et vertical
- b) D'économie: arrive à un remplissage des fines fissures tout en limitant la quantité de coulis à absorber.

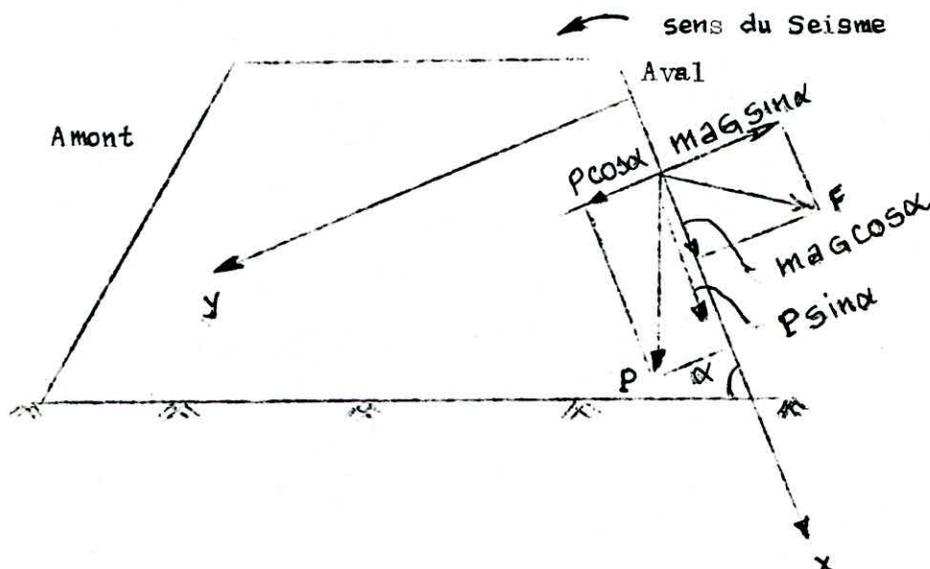
On adoptera une pression de 5 à 6 kg/cm<sup>2</sup> sous le barrage c'est à dire pour l'étanchement du rocher car un rocher à fines fissures ne peut être injecté qu'à basses pressions.

Par contre pour les deux rives, on pourra aller à des pressions d'injections plus élevées (consolidation).

PENTE DU TALUS :

Il n'existe pas de formules théoriques qui permettent de calculer les pentes des talus. En pratique on se donne des pentes qui paraissent optimales, compte tenu essentiellement des matériaux de construction et on vérifie par une étude de stabilité que le barrage présente une sécurité suffisante avec ces pentes choisies. Il existe un tableau qui donne les pentes des talus amont et aval en fonction de la hauteur du barrage et du type du barrage.

Pour avoir une idée de la grandeur du fruit aval, on fait un calcul de stabilité d'une pierre reposant sur ce talus, cette pierre étant soumise aux forces dynamiques dues au séisme et à son poids propre.



$F = m \gamma$  avec  $\gamma = a.g$ .

a : coefficient de l'accélération du tremblement de terre

a = 0,12 ; pour la digue.

a = 0,15 ; pour les ouvrages annexes.

$F = m.a.g$

P : poids propre de la pierre.

Pour que la pierre ne glisse pas, il faut satisfaire la condition suivante:

$$\sum F_p > \sum F_a$$

$\sum F_p$  : sommes des forces passives.

$\sum F_a$  : somme des forces actives.

$P \cos \alpha$ ;  $m.a.g \sin \alpha$  → forces passives.

$P \sin \alpha$ ;  $m.a.g \cos \alpha$  → forces actives.

$P = mg$

$$\begin{aligned}
 m.g \cos \alpha - m.a.g \sin \alpha &> m.g \sin \alpha + m.a.g \cos \alpha \\
 \cos \alpha - a \sin \alpha &> \sin \alpha + a \cos \alpha \\
 a (\cos \alpha + \sin \alpha) &< \cos \alpha - \sin \alpha
 \end{aligned}$$

$$\frac{\cos \alpha - \sin \alpha}{\cos \alpha + \sin \alpha} > a$$

Pour assurer la stabilité de la pierre, il faut que le rapport suivant satisfait la condition :

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_I} \geq \frac{K}{f}$$

avec :  $f = \operatorname{tg} \varphi$  :  $\varphi$  angle de frottement interne de la pierre avec la pente du talus.

$$f = \operatorname{tg} 40^\circ. \quad f = 0,8391$$

$K$  : coefficient de sécurité en cas de séisme .

En Algérie  $K = 1,05$ .

$$\frac{m.g \cos \alpha - m.a.g \sin \alpha}{m.g \sin \alpha + m.a.g \cos \alpha} \geq \frac{K}{f} \Rightarrow \frac{f(\cos \alpha - a \sin \alpha)}{\sin \alpha + a \cos \alpha} = K$$

On divise par  $\cos \alpha$  :

$$K = \frac{f(1 - a \operatorname{tg} \alpha)}{\operatorname{tg} \alpha + a}$$

$$K(\operatorname{tg} \alpha + a) = f(1 - a \operatorname{tg} \alpha) \Rightarrow \frac{K \operatorname{tg} \alpha + K.a}{f - K.a} = f - f.a \operatorname{tg} \alpha$$

$$\operatorname{tg} \alpha (K + f.a) = f - K.a \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{f - K.a}{K + f.a}$$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{0,8391 - 1,05 \cdot 0,12}{1,05 + 0,8391 \cdot 0,12} \quad \operatorname{tg} \alpha = 0,6107$$

$$\alpha = 31,73$$

$$\lambda = \frac{1}{\operatorname{tg} \alpha}; \quad \lambda = 1,75$$

$\lambda$  : pente du talus aval

$$\lambda_1 = 1,21$$

$\lambda_1$  : pente du talus amont

$$\lambda_1 = 2,25$$

Les infiltrations qui peuvent se produire à travers le barrage ou ses fondations peuvent être étudiées sous deux angles différents:

- Les sous-pressions qui s'instaurent dans le corps du barrage, réduisant ainsi la résistance au cisaillement des matériaux constituant la digue ce qui menace sa stabilité.
- L'effet de Renard : qui est l'entraînement des particules de matériaux par l'eau qui s'infiltré à des vitesses importantes, cet effet provoque l'érosion du pied aval de la digue, ce qui peut mener à la ruine de l'ouvrage.

#### ESTIMATION DU DEBIT DE FUITE A TRAVERS LA DIGUE.

Tracé de la ligne phréatique:

Nous appelons ligne phréatique à travers le barrage la ligne de pression hydrostatique nulle.

Il est nécessaire de déterminer cette ligne afin de pouvoir estimer le débit de fuite à travers le barrage

Le tracé de la ligne phréatique est effectué à partir de la théorie étudiée par KOZENY d'un écoulement plan à travers un massif perméable reposant sur une fondation plane imperméable.

Etant dans le cas d'un barrage en enrochement à noyau étanche, on tracera la ligne phréatique comme si la zone imperméable était seule.

La parabole de KOZENY est donnée par:

$$Y = \frac{Z^2 - Z_0^2}{2Z_0}$$

$$H = 67,5 \text{ m}$$

$$B' = H \cos \varnothing ; \varnothing = 75^\circ$$

$$B' = 17,5 \text{ m}$$

$$0,3 B' = 5,25 \text{ m}$$

$$B = L - 0,7 B' = 43 - 12,25 = \underline{30,75 \text{ m}}$$

$$Z_0 = \sqrt{H^2 + B^2} - B = \sqrt{67,5^2 + 30,75^2} - 30,75 = \underline{43,42 \text{ m}}$$

$$B_0 = \frac{1}{2} Z_0 = \underline{21,71 \text{ m}}$$

$$\text{pour } \varnothing = 75^\circ \longrightarrow a = 0,32$$

$$l = Z_0 \frac{1 - a}{1 - \cos \varnothing} = 43,42 \cdot \frac{1 - 0,32}{1 - \cos 75^\circ} = 39,90 \text{ m}$$

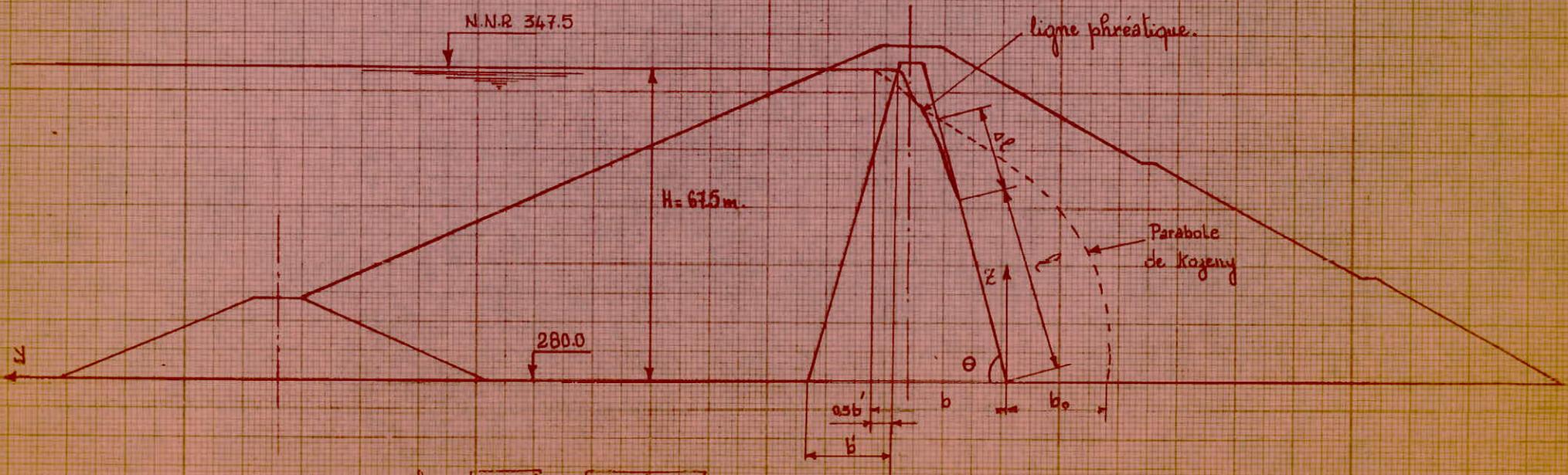
$$l = \underline{39,90 \text{ m}}$$

$$a = \frac{1}{1 + l} \quad l = \frac{1 \cdot a}{1 - a} = \frac{39,90 \cdot 0,32}{1 - 0,32} = 18,77 \text{ m}$$

Gracé de la ligne phréatique.

Parabole de Kozeny:

$$y = \frac{z^2 - z_0^2}{2z_0} ; z_0 = \sqrt{b^2 + H^2} - b ; b_0 = \frac{1}{2} z_0$$



si  $\theta < 30^\circ$  ;  $l = \sqrt{b^2 + H^2} - \sqrt{b^2 + H^2} \cot \theta$

si  $30^\circ < \theta < 180^\circ$  ;  $l = z_0 \frac{1 - a}{1 - \cos \theta}$

$$l = Z_0 \cdot \frac{I - a}{I - \cos} = 43,42 \cdot \frac{I - 0,32}{I - \cos 75^\circ} = 39,90 \text{ m}$$

$$l = 39,90 \text{ m}$$

$$a = \frac{\Delta l}{1 + \Delta l} \implies \Delta l = \frac{l \cdot a}{1 - a} = \frac{39,90 \cdot 0,32}{1 - 0,32} = 18,77 \text{ m}$$

### ESTIMATION DU DEBIT DE FUITE A TRAVERS LE BARRAGE.

Une fois la ligne phreatique localisée, le débit de fuite peut être aisément estimé à partir de la loi de DARCY.

$$Q = K \cdot J \cdot A$$

q: débit d'infiltration.

K: perméabilité du milieu.

J: gradient hydraulique.

A: aire soumise à l'infiltration pour une largeur unitaire.

Or dans le cas de l'écoulement parabolique ( $\theta = 180^\circ$ ) la section est mesurée par l'ordonnée Z de la ligne phreatique et le gradient hydraulique J par la pente  $\frac{DZ}{DY}$

$$q = K \cdot Z \cdot \frac{dZ}{dY}$$

$$q = K \cdot Z$$

Application numérique:

$$K = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$Z_0 = 43,42 \text{ m}$$

$$q = 43,42 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

Ce qui correspond à un débit de fuite annuel par tranche unitaire de:

$$q = 43,42 \cdot 10^{-7} \times 3600 \cdot 24 \cdot 30 \cdot 12$$

$$q = 135,0 \text{ m}^2/\text{an}$$

### Danger de fuites, sous-pressions et renards:

Les fuites à travers la fondation ont deux effets possibles tout deux très dangereux.

- Les pressions de filtration, en sous-pression
- Les renards

L'un comme l'autre de ces phénomènes peuvent amener la ruine complète d'un ouvrage, et cela sans manifestation apparente assez précoce pour qu'on ait le temps d'intervenir efficacement.

Le plus fréquent et le plus dangereux des deux phénomènes est la formation de renards au sens où on le

prend dans cette étude est un processus d'érosion régressive souterraine, il est favorisé par le fait que presque toutes les terres de fondation sont constituées par des matériaux non homogènes.

En étudiant les phénomènes d'infiltration dans les terrains perméables, nous constatons que le long des fillets liquides se développent tangentielllement des forces d'infiltration sous forme d'une action massique (à la manière de la pesanteur) et dont l'intensité est:

$$f = w.i$$

w: poids spécifique de l'eau

i =  $\frac{dh}{dl}$  gradient hydraulique (nombre sans dimension).

f permet à l'eau de vaincre les frottements qui s'opposent à son passage entre les particules solides du terrain lesquelles restent en place, tandis que l'eau chemine, mais il est des cas où la force f déplace et entraîne les particules solides elles-mêmes. Un véritable tunnel se creuse d'amont en aval sous l'ouvrage, et il y a un entraînement progressif de particules et c'est la ruine de l'ouvrage.

Le sol n'est plus stable dès que le gradient hydraulique atteint ou dépasse la valeur.

$$i \gg \frac{\delta i}{\gamma_w} ; \frac{\text{Poids volumique immergé}}{\text{Poids volumique de l'eau}}$$

Pour remédier à ces phénomènes, nous avons exécuté trois séries d'injection qui servent de voile d'étanchéité. Une voile normale qui prolonge le barrage en profondeur le long de l'axe principal et une voile latérale qui prolonge latéralement le barrage dans les rives de la vallée. Dans le lit de l'oued, les injections descendent à 10 m; sur la rive droite à 50 m et 20 m sur la rive gauche. Voir profil transversal hydrographique (planche N°

#### AUTRES PRECAUTIONS CONTRE LES RENARDS:

- Descendre le noyau étanche du barrage ou une partie jusqu'aux couches imperméables de la fondation (argile ou rocher).
- Faire des injections de consolidation dont le but principal est la liaison du noyau avec le terrain d'appuis.

## ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS.

### GENERALITES :

Le barrage de AMENEG est un barrage en enrochemement massif assez étendu qu'il n'y a pas de raison de vérifier sa stabilité contre le déplacement ni contre le renversement.

Cependant, en se basant, sur des études poussées des matériaux à utiliser et du sol de fondation, il importe de vérifier pour chaque digue de retenue la stabilité au glissement des talus amont et aval.

### STABILITE DES TALUS :

#### Hypothèse :

On dit qu'un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures aux forces passives qui sont essentiellement des forces de résistance au cisaillement.

La valeur du coefficient de sécurité notée "Fs" est définie par le rapport de ces forces.

En Algérie on admet un coefficient de sécurité égal à 1,5.

Il assure une marge de sécurité suffisante.

On admet des valeurs plus faibles lorsque les conditions de rupture les plus sévères sont prises en compte dans le calcul; cas de tremblement de terre, vidange rapide, etc...

Toutes les méthodes de calculs utilisées reposent sur la classique de Coulomb.

$$L = C + T.tg \phi$$

L : résistance au cisaillement.

C : cohésion correspondant à un état initial donné.

T : pression normale à la surface de rupture appliquée aux particules solides.

$\phi$  : angle de frottement interne de remblais.

Il est à préciser que, pour une terre donnée, les  $\phi$  ne sont généralement pas des constantes mais dépendant de l'état initial de la terre en particulier de son degré de pré-consolidation de son taux d'humidité et de la charge normale.

Il est nécessaire de préciser que pour une argile, dont la faible perméabilité s'oppose au drainage de l'eau, qu'elle renferme, il y a lieu de tenir compte de la pression hydrostatique interne que l'on notera "U".

Ainsi l'équation précédente devient :

$$L = C + (T - U) \operatorname{tg} \phi$$

La pression interne "U" dépend de plusieurs facteurs, elle varie :

- avec le temps.
- avec la perméabilité et la compressibilité de la terre considérée.
- avec la charge normale et les conditions de drainage de cette terre.
- avec l'importance du volume d'air que renferme les vides, etc...

Les différentes méthodes de calcul de la stabilité des barrages sont fondées sur un certain nombre d'hypothèses relatives au caractère de la rupture; notamment sur la forme de la surface de rupture qui est généralement donnée par les hypothèses formulées ci-dessous :

- rupture instantanée et simultanément le long de toute la surface de rupture.
- Surface de glissement en forme de cylindre circulaire.
- On note qu'il y a une infinité de cercle de glissement pouvant être dessinés; il s'agit de déterminer celui d'entre eux, appelé cercle critique, qui correspond au coefficient de sécurité minimum.

#### METHODES UTILISEES :

Plusieurs méthodes sont utilisées classées en deux groupes :

a) Méthodes théoriques basées sur les équations de la mécanique des milieux continus.

b) Méthodes introduisant les hypothèses visant à simplifier le calcul et qui sont les plus utilisées.

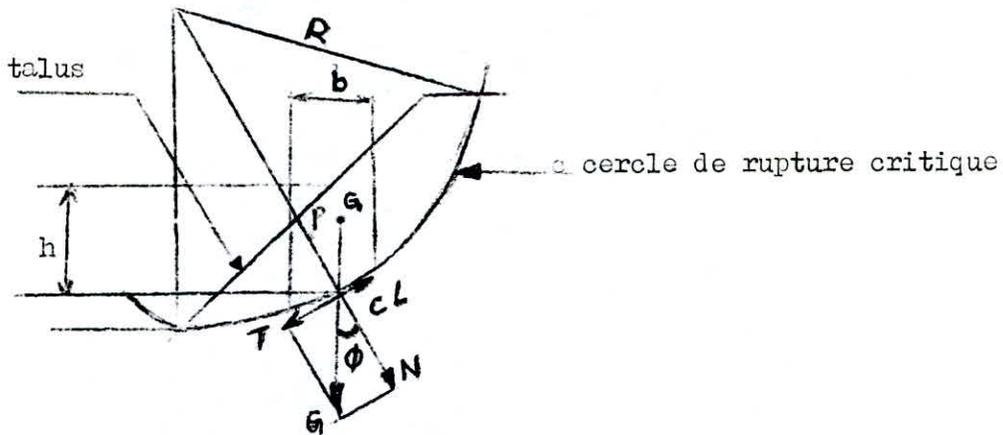
#### METHODE GRAPHIQUE DE FELLENIVS (Suédoise) :

Fellenius admet que le cercle de rupture aura lieu suivant une surface de glissement en forme de cylindre circulaire.

Examinons comment on détermine le coefficient de sécurité pour un cercle de rupture donné :

La partie instable du talus (au dessus du cercle de glissement) est divisée en un certain nombre de tranches verticales d'égales épaisseurs, généralement compris entre 5 et 12.

Le poids  $W$  de chaque tranche est déterminé et supposé agir au point de projection verticale du centre de gravité de la tranche sur l'axe de rupture. (voir fig. ci-dessous):



$$N_i = G_i \cos \phi_i = \gamma h_i b_i \cos \phi_i$$

$$T_i = G_i \sin \phi_i = \gamma h_i b_i \sin \phi_i$$

C.L : force due à la cohésion.

En ce point le poids est décomposé en une force normal  $N$  passant par le centre de rotation, et une force tangentielle  $T$  (on suppose que les tranches ont une épaisseur de 1 metre dans la direction perpendiculaire au plan de la figure).

Les hypothèses formulées par Fellenius admettent :

- qu'il n'y a pas de direction au niveau de chaque tranche.
- que la force qui tend à produire le déplacement de la tranche donnée est  $T$ .
- que la force de résistance est due aux frottement et à la cohésion où la force de frottement est mesurée par  $N \operatorname{tg} \phi$  et celle due à la cohésion est égale à la cohésion unitaire  $C$  multipliée par la surface de contact de la tranche considérée avec l'axe de rupture, donnée ici par la longueur  $l$ .

On rappelle que la force  $N$  à prendre en compte dans le calcul de la stabilité doit être diminuée de la force  $U$  due aux pressions hydrostatiques internes si elles existent.

$$\text{Donc } N \operatorname{tg} \phi \text{ devient } (N - U) \operatorname{tg} \phi$$

Le coefficient de sécurité est le rapport du moment résistant au moment moteur.

$$F_s = \frac{C.L + \sum N \operatorname{tg} \phi}{\sum T}$$

Autres méthodes :

- Méthode améliorée de "BISHOP"
- Méthode du cercle de frottement
- méthode graphique de "COURTNEY"

Méthode utilisée pour le calcul de stabilité du barrage de KHENEG:

BISHOP a amélioré la méthode de FELLENIUS en déterminant directement le cercle de glissement critique.

Il adopte la même méthode de calcul, néanmoins il assure plus de sécurité que FELLENIUS. (voir l'étude de stabilité).

CAS ETUDIÉS :

a) FONCTIONNEMENT NORMAL:

- Retenue pleine en fonctionnement normal sans séisme.

$K_s = 1,5$  (coefficient de sécurité admissible)

- Retenue pleine en cas de séisme.

$K_s = 1,05$ .

b) FIN DE CONSTRUCTION:

- retenue vide ;  $K_s = 1,5$
- retenue vide avec séisme ;  $K_s = 1,05$

c) VIDANGE RAPIDE:

- Vidange rapide sans séisme.
- Vidange rapide avec séisme.

Pour notre cas:

- Talus Amont :  $\lambda_1 = 2,25$  ;  $\varphi = 24^\circ$

Abaque de FELLENIUS

$\alpha = 24,5^\circ$   
 $\beta = 35^\circ$

- Talus aval  $\lambda_1 = 1,75$  ;  $\varphi = 31^\circ$

Abaque de FELLENIUS

$\alpha = 25^\circ 3'$   
 $\beta = 35^\circ$

# ETUDE DE STABILITE DU TALUS AMONT

N° TRONÇON	DESIGNATION	SUR-FACE (m²)	$\theta$	$\sin. \theta$	$\cos. \theta$	$S \sin. \theta$	$S \cos. \theta$
1	ENROCHEMENT SUB	174,00	- 22°	- 0,3746	0,9272	- 65,18	161,33
	ASSISE SUB	189,50				- 59,74	147,88
2	ENROCHEMENT SUB	571,93	- 10°	- 0,1735	0,9848	- 99,28	563,24
	ASSISE SUB	395,95				68,73	389,93
3	ENROCHEMENT SUB	953,22	6° 30'	0,1132	0,9935	107,90	947,02
	ASSISE SUB	432,62				48,97	429,81
4	ENROCHEMENT SAT	6,00	21° 30'	0,3665	0,9304	2,19	5,58
	ENROCHEMENT SUB	1040,27				381,25	967,86
	TOUT VENANT SUB	288,25				105,64	268,18
	ASSISE SUB	249,30				91,36	231,94
5	ENROCHEMENT SAT	278,63	33°	0,5446	0,8386	151,74	233,66
	ENROCHEMENT SUB	657,22				357,92	551,14
	TOUT VENANT SUB	494,31				269,20	414,53
	ASSISE SUB	5,00				2,72	4,19
6	ENROCHEMENT HUMIDE	95,00	57°	0,8386	0,5446	79,67	51,74
	ENROCHEMENT SAT	307,00				257,45	167,19
	ENROCHEMENT SUB	55,00				46,12	29,95
	NOYAU HUMIDE	32,0				26,83	17,42
	NOYAU SAT	59,50				49,89	32,40
	NOYAU SUB	12,00				10,06	6,53
	TOUT VENANT SUB	211,0				176,94	114,91
	TOUT VENANT SAT	6,0				5,03	3,27

# ETUDE DE STABILITE DU TALUS AVAL

N° DE TRANCHE	DESIGNATION	SURFACE (m <sup>2</sup> )	$\theta^\circ$	$\sin \theta$	$\cos \theta$	$S \sin \theta$	$S \cos \theta$
1	ENROCHEMENT SUB.	120	5°30'	-0,0958	0,09954	-11,49	119,44
	ASSISE SUB.	30				-2,87	29,86
2	ENROCHEMENT SUB.	330	3°30'	0,05756	0,99957	18,99	328,58
	ASSISE SUB.	32				1,84	31,86
	ENROCHEMENT SAT.	24				1,38	23,89
3	ENROCHEMENT SUB.	370	13°	0,2249	0,9744	83,21	360,52
	ENROCHEMENT SAT.	205				46,10	199,75
4	TOUT VENANT SUB.	70	23°	0,3907	0,9205	27,34	64,43
	ENROCHEMENT SUB.	150				58,60	138,07
	ENROCHEMENT SAT.	355				138,69	326,77
	ENROCHEMENT HUM.	80				31,25	73,64
5	TOUT VENANT SUB.	43,75	32°30'	0,5373	0,8434	23,50	36,89
	TOUT VENANT SAT.	148,5				79,78	125,24
	ENROCHEMENT SAT.	180				96,71	151,81
	ENROCHEMENT HUM.	277				148,83	233,68
6	TOUT VENANT SAT.	94,25	44°	0,6946	0,7193	65,46	67,79
	TOUT VENANT HUM.	115,0				79,97	82,72
	ENROCHEMENT HUM.	410,0				284,78	294,91
7	TOUT VENANT HUM.	17,5	58°30'	0,8526	0,5224	14,92	9,14
	ENROCHEMENT HUM.	201,25				171,58	105,13
	NOYAU HUM.	105,5				89,95	55,11

ETUDE DE STABILITE DU TALUS AMONT:

1°) CAS DU FONCTIONNEMENT NORMAL:

- Sans séisme:

$$N_i = \gamma_i S_i \cos \theta_i \quad (\text{forces passives})$$

$$T_i = \gamma_i S_i \sin \theta_i \quad (\text{forces actives})$$

$$F_s = \frac{C.L + \sum N_i \operatorname{tg} \phi_i}{\sum T_i}; \quad C = 1,3 \text{ T/m}^2: \text{ Cohésion de l'argile}$$

L = 42,88 m : Surface de contact  
(Tranche cercle de gliss)

$$F_s = 1,96 > 1,5$$

$\phi_i$  = Angle de frottement interne

- Avec séisme:

$$F_{s_s} = \frac{C.L + \sum (N - \alpha T) \operatorname{tg} \phi_i}{(T + \alpha N)}$$

$\alpha = 0,12$  (accélération de tremblement de terre)

$$F_{s_s} = 1,42 > 1,05$$

2°) CAS DE LA VIDANGE RAPIDE:

- Sans séisme:

Détermination des pressions interstitielles.

$$P_i = b_i h_i W \sec \theta;$$

b: largeur de la tranche.

h: hauteur entre le cercle de glissement et le talus du noyau.

W: poids spécifique de l'eau.

$\theta$ : angle vertical des tranches.

$$U = \sum P_i = P_G$$

U: pression interne.

$$F_s = \frac{C.L + (\sum (N - U) \operatorname{tg} \phi)}{\sum T}$$

$$F_s = 1,91 > 1,25$$

- Avec séisme:

$$F_{s_s} = \frac{C.L + \sum (N - U - \alpha T) \operatorname{tg} \phi}{\sum (T + \alpha N)}; \quad \alpha = 0,12$$

$$F_{s_s} = 1,38 > 1,05$$

ETUDE DE STABILITE DU TALUS AVAL

1°) FONCTIONNEMENT NORMAL:

- Sans séisme:

- Forces actives:

$$N_i = \gamma_i S_i \cos \theta_i; \quad \sum N_i = 4761,11 \text{ T/m};$$

$$\sum N_i \operatorname{tg} \phi_i = 3712,17 \text{ T/m}$$

- Forces passives:

$$T_i = \gamma_i S_i \sin \theta_i; \quad \sum T_i = 2788,68 \text{ T/m};$$

$$\sum T_i \operatorname{tg} \phi_i = 2079,40 \text{ T/m}$$

$$F_s = \frac{C.L + \sum N_i \operatorname{tg} \phi_i}{\sum T}; \quad F_s = 1,34 > 1,25$$

Avec:  $C = 1,3 \text{ T/m}^2$

$$L = 29,68 \text{ m}$$

- Avec séisme:

$$F_{s_s} = \frac{C.L + \sum (N_i - \alpha T_i) \operatorname{tg} \varphi_i}{(T_i + \alpha N_i)} ;$$

2°) FIN DE CONSTRUCTION:

- Sans séisme.

Détermination des pressions interstitielles.

$$U = \sum P_i = P_7 . \quad \text{avec } P_i = b_i h_i W \sec \theta_i$$

$$b = 15 \text{ m}; h = 9 \text{ m};$$

$$P_7 = 257,85 ; P_7 \operatorname{tg} \varphi = 125,75$$

$$F_s = \frac{C.L + \sum (N - U) \operatorname{tg} \varphi}{\sum T} ; F_s = 1,30 > 1,25$$

- Avec séisme:

$$F_{s_s} = \frac{C.L + \sum (N - U - \alpha T) \operatorname{tg} \varphi}{\sum (T + \alpha N)} ;$$

$$F_{s_s} = 1,04 > 1,0$$

Pour plus de détails, j'inviterai le lecteur à consulter la planche N° 8

## EVACUATEUR DE CRUE.

### CHOIX DU TYPE DE L'EVACUATEUR DE CRUE :

Dans les digues de retenue, l'évacuateur de crue doit être dimensionné assez largement pour que les plus grandes crues soient toujours sûrement évacuées, car en aucun cas, la digue de retenue ne doit être submergée.

L'implantation de tel ou tel évacuateur dépend des conditions topographiques, géologiques et hydrologiques.

L'implantation d'un évacuateur de crue en rive gauche est à écarter, car non seulement il sera très coûteux, mais aussi la topographie ne le permet pas (pente très accentuée).

### TYPES D'EVACUATEURS :

On distingue :

- \* Les évacuateurs de crue de surface
- \* Les évacuateurs de crue en puits
- \* Les évacuateurs de crue en siphon.

Pour notre cas, on a opté pour un évacuateur de crue en puits et ce pour plusieurs raisons.

- Le puits de l'évacuateur étant percé en partie dans le rocher, la tour sera d'une moins grande hauteur, ce qui la rend moins sensible aux seismes.
- Il y a possibilité de prévoir des vannes cylindriques sur le déversoir circulaire, ce qui peut apporter un avantage économique sans que la sécurité de fonctionnement ne soit pas trop diminuée.
- On peut avoir deux possibilités.
  - a) Déversoir sans ou avec vannes et restitution en saut de ski.
  - b) Déversoir sans vanne et restitution avec bassin de dissipation.

La solution définitive arrêtée et à savoir :

Déversoir sans vanne et restitution avec "SAUT DE SKY".

### FORME DE L'EVACUATEUR DE CRUE :

L'ouvrage sans vanne se compose d'une corolle de 55,44 m de diamètre à la crête situé à la côte de retenue 347,5 m.

- Il est constitué essentiellement par un seuil déversant et un puits de diamètre ordinairement variable, l'évacuateur en puits est suivi par une galerie (voir planche n° ).
- La corolle est suivie d'un tronçon cylindrique vertical de 9,5 m de diamètre puis un coude de 90° débouchant dans une conduite à écoulement libre de 10,5m de diamètre.
- Un reniflard est prévu pour éviter les phénomènes de cavitation.

DIMENSIONNEMENT DE LA TULIPE :

Il se fait par méthode d'approximation successives.

Nous avons :

$$Q_{\text{deversé max.}} = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{\text{deversée max.}} = 2,83 \text{ m.}$$

1) APPROXIMATION :

$$H_0 = H_s = 2,83 \text{ m.}$$

$$\mu = 0,40$$

avec ;  $Q_{\text{dev.}} = \mu b \sqrt{2g} H_0^{3/2}$  ;  $Q_{\text{dev.}} = \mu 2 R \sqrt{2g} H_0^{3/2}$

$$Q_{\text{dev.}} = 27,828 \mu R H_0^{3/2} \quad R = \frac{Q}{27,828 \mu H_0^{3/2}}$$

$$R = 28,31 \text{ m}$$

$$\frac{H_s}{R} = \frac{2,83}{28,31} = 0,0999 \xrightarrow{\text{tab.}} \frac{E}{H_s} = 0,108$$

Comme  $H_s - E = H_0$  (voir planche n° )

$$\text{Donc : } H_0 = H_s - H_s (0,108) \quad H_s = \frac{H_0}{1-0,108} \quad H_s = 3,17 \text{ m.}$$

2) APPROXIMATION :

$$H_s = 3,17 \text{ m} \quad \frac{H_s}{R} = 0,11 \xrightarrow{\text{table.}} \mu = 0,419$$

$$R = 27,41 \text{ m.}$$

$$\frac{H_s}{R} = 0,12 \xrightarrow{\text{table}} \frac{E}{H_s} = 0,103 \longrightarrow H_s = 3,15 \text{ m.}$$

3) APPROXIMATION :

$$H_s = 3,15 \text{ m} \longrightarrow \frac{H_s}{R} = 0,12 \xrightarrow{\text{table}} \mu = 0,418$$

$$R = 27,22 \text{ m.}$$

d'où

$$\frac{H_s}{R} = 0,115 \longrightarrow \frac{E}{H_s} = 0,103 \longrightarrow H_s = 3,15 \text{ m.}$$

Donc la valeur de  $H_s$  coïncide avec la valeur trouvée précédemment

$$R = 27,22 \text{ m} ; H_s = 3,15 \text{ m} ; \frac{H_s}{R} = 0,103 ; \frac{H_0}{R} = 0,104$$

VERIFICATION :

$$Q_{\text{dev.}} = \mu 2 R \sqrt{2g} H_0^{3/2}$$

$$Q_{\text{dev.}} = 1500 \text{ m}^3/\text{s.}$$

COORDONNÉES DU TRONÇON BD, AU DESSOUS DE CA (VOIR PLANCHE N° 10)

$Y/H_s$	$X/H_s$	X	Y
0,0000	0,621	1,9561	0,000
- 0,020	0,658	2,0727	0,063
.040	.691	2,1766	- 0,126
.060	.724	2,2806	- 0,189
- 0,10	.756	2,3814	- 0,315
.150	0,861	2,7121	- 0,472
.200	0,97	3,0555	- 0,630
.250	0,991	3,1216	- 0,7875
.300	1,052	3,3138	- 0,945
- 0,40	1,158	3,6477	- 1,26
.500	1,257	3,9595	- 1,577
.600	1,353	4,2619	- 1,890
.800	1,532	4,8258	- 2,52
- 1,000	1,688	5,3172	- 3,15
- 1,2	1,829	5,7613	- 3,78
.400	1,963	6,1834	- 4,41
.600	2,094	6,5961	- 5,04
.800	2,227	7,015	- 5,67
- 3,000	2,361	7,4371	- 6,30

COORDONNÉES DE LA FACE SUPÉRIEURE DE LA VEINE LIQUIDE :

$X/H_s$	$Y/H_s$	X	Y
- 0,40	0,951	- 1,26	2,995
- 0,20	.921	- 0,63	2,901
0,00	.876	0,00	2,759
.20	.802	0,63	2,526
.40	.717	1,26	2,2585
.60	.611	1,89	1,924
.80	.480	2,52	1,512
1,00	.321	3,15	1,020
.20	.144	3,78	0,4530
.40	- 0,055	4,41	- 0,17325
.60	- 0,288	5,04	- 0,9072
.80	- 0,557	5,67	- 1,7545
2,00	- 0,883	6,30	- 2,7814
.20	- 1,249	6,93	- 3,934
.40	- 1,682	7,56	- 5,2983
.60	- 2,02	8,19	- 6,363
.80	- 2,368	8,82	- 7,454

Point où la face supérieure rencontre le "Boil"

Point le plus haut du "Boil"

$X/H_s$	$Y/H_s$	X	Y
2,15	- 1,19	5,7	- 3,75

$X/H_s$	$Y/H_s$	X	Y
2,15	- 0,298	6,8	0,94

VALEURS DE  $E/H_s$  et de  $u$

$H_s/R$	0,10	0,20
$E/H_s$	0,0103	0,095
$u$	0,416	0,415

COORDONNÉES DE LA FACE INFÉRIEURE DE LA VEINE LIQUIDE

TRONCON OAB, AU DESSUS DE OX (VOIR PLANCHE N° 10 )

$X/H_s$	$Y/H_s$	X	Y
0,000	0,000	0,000	0,000
.010	.0138	.0315	.043
.020	.0264	.0630	.083
.030	.0373	.0945	.117
.040	.0467	.126	.147
.050	.0541	.157	.170
.060	.0609	.189	.191
.070	.067	.210	.211
.080	.070	.252	.222
.090	.0774	.293	.243
.10	.0819	.315	.257
.12	.0894	.378	.281
.140	.0952	.441	.299
.160	.0998	.504	.314
.180	.1034	.567	.325
0.200	.1057	.630	.332
.250	.1079	.787	.339
.300	.1032	.945	.325
.350	.0960	1,102	.302
.400	.0875	1,26	.275

Après avoir établi le tracé final de la tulipe, nous avons obtenu.

- Un diamètre en crête deversante  $\phi = 54,40$  m
- Un diamètre de corolle :  $\phi = 55,44$  m

Les deverseurs à seuil, débutant dans un puits suivent une loi en  $h^{3/2}$  jusqu'à une certaine valeur de h au-delà de cette valeur de débit n'augmente plus, on assiste à un phénomène de "saturation des organes évacuateurs".

La cote  $h_s$  qui correspond à la lame d'eau de saturation des évacuateurs est à connaître afin de veiller à ce que les évacuateurs suivent des galeries de décharges, fonctionnent à l'air libre.

Car à partir de la valeur de  $h_s$  les évacuateurs atteignent leurs limites de saturation, qui correspond en réalité à la mise en charge des évacuateurs dans ce cas la fonction débit n'est plus monotone croissante mais elle décroît après un passage par un maximum.

La forme de la face inférieure de la veine liquide et, par conséquent du seuil déversant normal, est donnée par les coordonnées X et Y pour la valeur de  $\frac{H_s}{R} = 0,103$ .

On désigne par "GROTCH" la zone où l'écoulement commence à occuper toute la section transversale.

On appelle "BOIL" un volume d'eau non intéressé dans l'écoulement qui est situé au dessus de la zone du "GROTCH".

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

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} ; \quad V_a : \text{Vitesse d'aménagé.}$$

ETUDE DE L'ÉCOULEMENT DE LA GALERIE EN CHARGE:

En appliquant l'équation de Bernoulli à la section d'entrée de la galerie:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho g} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho g} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum Y_i \frac{V_i^2}{2g}$$

$P_1 = P_2 =$  Pression atmosphérique

$V_1$  : négligeable par rapport à  $V_2$

$$\text{Donc } \Delta H = \frac{V_2^2}{2g} + \sum Y_i \frac{V_i^2}{2g}$$

$$\sum Y_i = \sum Y \text{ évacuateur}$$

$$\sum Y_i = Y \text{ retrossissement} + \frac{f_i l_i}{D_1} + Y \text{ coude} + Y \text{ élargissement}$$

$$+ Y \text{ coude} + \frac{f_3 l_3}{D_3} + Y \text{ sortie}$$

$$\left. \begin{array}{l} D_3 = D_2 \\ f_2 = f_3 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{même galerie}$$

$$Y \text{ élargissement} = \left( 1 - \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^2 \right)^2$$

$$Y \text{ sortie} = 1$$

$Y \text{ retrossissement} = 0,01$  ( valeur admise ) . Coef. de per de charges singulières dues au retrossissement .

$$Y \text{ coude} = \frac{K}{90^\circ} \left( 0,131 + 1,847 \left( \frac{D}{2R} \right)^{3,7} \right) \text{ formule de Weisba}$$

$$f = ( 1,14 - 0,86 \ln ( \epsilon / Dh ) )^{-2} \text{ coef. de frottement int.}$$

Application:

$$f_1 = \begin{cases} \epsilon = 0,005 \text{ m} \\ D_1 = 9,5 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_1 = (1,14 - 0,86 \ln(2/D))^{-2} = 0,017$$

$$Y_{L1} = \frac{f_1 l_1}{D_1} = \frac{0,017 \cdot 51,25}{9,5} = 0,0917$$

$$Y_{c1} = \begin{cases} R = 15 \text{ m} \\ \alpha = 90^\circ \\ D_1 = 9,5 \end{cases} \implies Y_{c1} = 0,15722$$

$$Y_{el} = \begin{cases} D_1 = 9,5 \\ D_2 = 10,5 \end{cases} \implies Y_{el} = 0,0326$$

$$Y_{L2} = \frac{f_2 l_2}{D_2} = \frac{82,5 \cdot 0,0303}{10,5} = 0,2385$$

$$Y_{c2} = \begin{cases} \alpha = 220 \\ RR = 29 \text{ m} \\ D_2 = 10,5 \end{cases} \implies Y_{c2} = 0,0328$$

$$Y_{L3} = \begin{cases} l_3 = 105 \text{ m} \\ D_3 = 10,5 \text{ m} \\ f_3 = 0,0303 \end{cases} \implies Y_3 = 0,303$$

$$Y_{\text{sort.}} = 1,0 \frac{V_2}{V_1}$$

$$\text{Donc } \Delta H = \frac{V_1^2}{2g} (Y_{\text{ret.}} + Y_{L1} + Y_{e1} + Y_{el.}) + \frac{V_2^2}{2g} (Y_{L1} + Y_{c2} +$$

$$+ Y_{L2} + Y_{\text{sort.}}). \quad (1)$$

L'équation de continuité se écrit:

$$V_1 A_1 = V_2 A_2 \implies V_1^2 = V_2^2 \left( \frac{D_2}{D_1} \right)^4$$

L'équation (1) s'écrit:

$$\Delta H = \frac{v_2^2}{2g} \left( \frac{D_2}{D_1} \right)^4 (Y_{ret} + Y_{l_1} + Y_{c_1} + Y_{el}) + Y_{l_2} +$$

$$+ Y_{c_2} + Y_{l_3} + Y_{sort})$$

$$\Delta H = \frac{v_2^2}{2g} ((1,492)(0,29152) + 5,15743)$$

$$\Delta H = 2,0092478 \cdot \frac{v_2^2}{2g} \quad (1)$$

et avec  $v_2 = \frac{Q}{A_2} \rightarrow v_2 = \frac{4Q}{\pi D_2^2}$

$$\rightarrow v_2^2 = \frac{16 Q^2}{\pi^2 D_2^4}$$

$$v_2^2 = 1,335 \cdot 10^{-4} \cdot Q^2 \quad (2)$$

Donc en combinant (1) et (2) on aura:

$$\Delta H = \frac{2,0092478}{19,62} \cdot 1,335 \cdot 10^{-4} \cdot Q^2$$

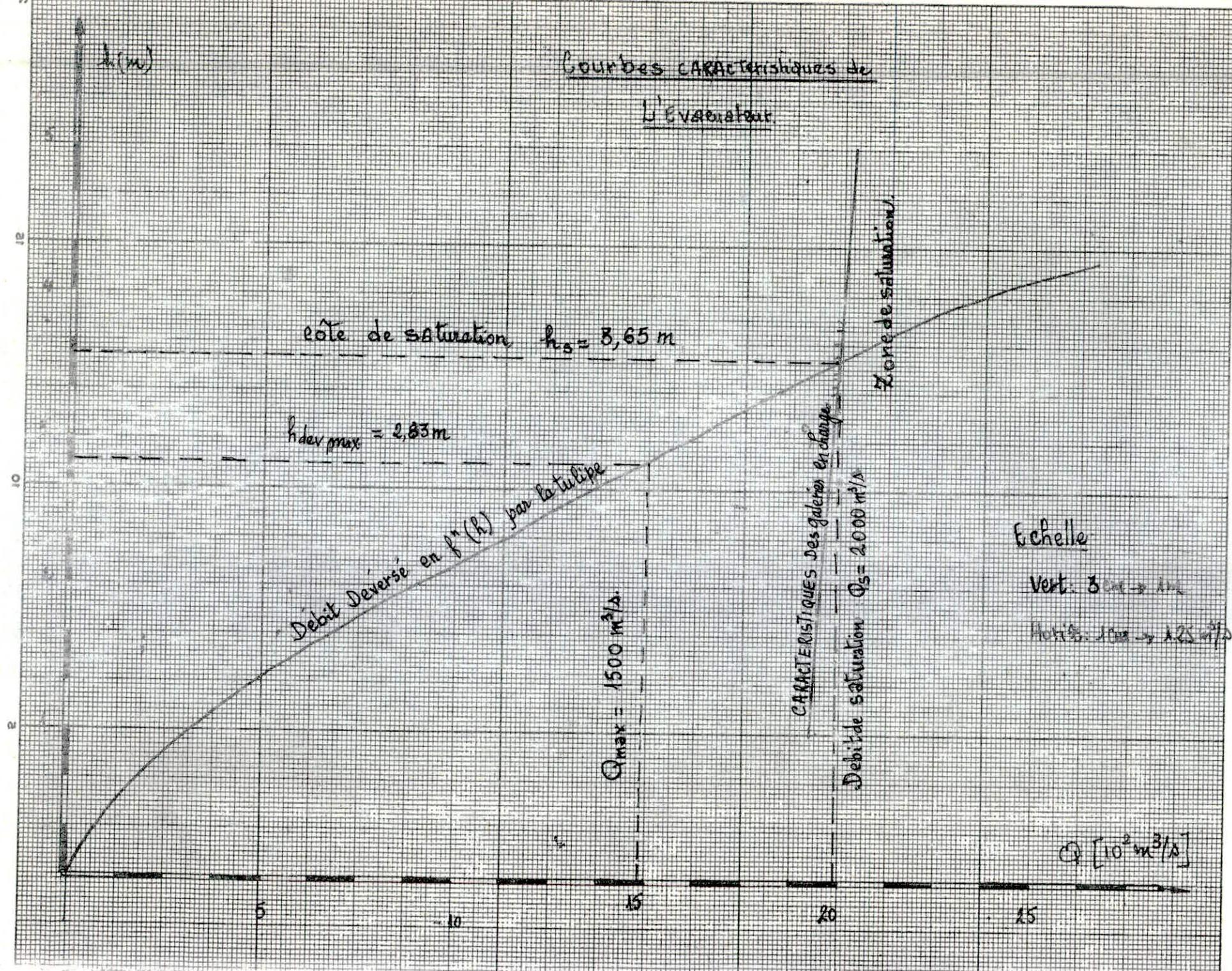
$$\Delta H = 1,367 \cdot 10^{-5} \cdot Q^2$$

$$Q = \sqrt{\frac{\Delta H}{1,367 \cdot 10^{-5}}}$$

On obtient les résultats suivants:

Charge en mètres au dessus de la crête de la tulipe h (m)	Pertes de charges totales dans la galerie en charge H (m)	Débit évacué par la galerie en charge Q ( m <sup>3</sup> /s)
1,0	52, 00	1950, 37
2,0	53, 00	1969, 04
3,0	54, 00	1987, 52
4,0	55, 00	2005, 84
5,0	56, 00	2023, 99
6,0	57, 00	2041, 98
7,0	58, 00	2059, 82
8,0	59, 00	2077, 50

Courbes CARACTERISTIQUES de l'Evaporateur



Echelle  
 Vert. 3 cm  $\rightarrow$  1 m  
 Horiz. 1 cm  $\rightarrow$  125 m<sup>3</sup>/d

Etude de l'écoulement dans les galerie:

$$V_1 = \sqrt{2 g h} \quad h \text{ max.} = 54,58 \text{ m}$$

$$V_1 = 32,72 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_1 = \frac{V_1^2 \cdot Y_{\text{rot}}}{2 g} = \frac{(32,72)^2 \cdot 0,01}{19,62} = 0,5457 \text{ m}$$

$$V_2 = \sqrt{2 g (h - \Delta h_1)} = 19,62 \cdot 54,03 = 32,56 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_2 = \frac{V_2^2 \cdot Y_{1-1}}{2 g} = \frac{(32,56)^2 \cdot 0,0917}{19,62} = 4,96 \text{ m}$$

$$V_3 = \sqrt{2 g (h - \Delta h_1 - \Delta h_2)} = 31,028 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_3 = \frac{V_3^2 \cdot Y_c}{2 g} = \frac{(31,028)^2 \cdot 0,15722}{19,62} = 7,715 \text{ m}$$

$$V_4 = \sqrt{2 g (h - \Delta h_1 - \Delta h_2 - \Delta h_3)} = 28,48 \text{ m/s}$$

$$\Delta h_4 = \frac{V_4^2 \cdot Y_{\text{el}}}{2 g} = \frac{(28,48)^2 \cdot 0,0326}{19,62} = 1,35 \text{ m}$$

Vitesse d'entrée en galerie : V entrée.

$$V \text{ entrée} = \sqrt{2 g (h - \Delta h_1 - \Delta h_2 - \Delta h_3 - \Delta h_4)}$$

$$V \text{ entrée} = 28,03 \text{ m/s}$$

Section mouillée à l'entrée de la galerie:

$$S_{\text{ent.}} = \frac{Q_{\text{max}}}{V \text{ entrée}} = \frac{1500}{28,03} = 53,51 \text{ m}^2$$

$$\text{Le rapport } S/D^2 = \frac{53,51}{(10,5)^2} = 0,485$$

D'après les tables nous avons  $h/D = 0,59 \implies h \text{ entrée} = 6,195 \text{ m}$

(CALCUL DE LA LIGNE D'EAU DANS LA GALERIE :

La Galerie étant à faible pente Géométrique ( $J = 0,00487$ )

L'écoulement sera décéléré et la ligne d'eau remonte; il est nécessaire de veiller à ce que le remplissage aval ne dépasse pas le diamètre de la galerie.

Le Calcul de la ligne d'eau a été réalisé par l'équation du mouvement graduellement varié qui est obtenu à partir du Théorème de Bernoulli et de l'expression des pertes d'énergie, cette équation peut s'écrire sous la forme différentielle.

$$\frac{dh}{dl} = \frac{J - \frac{Q^2}{K_s^2 R_h^{4/3} A^2}}{\sqrt{1 - J^2} - \frac{Q^2 - 1}{g A^3}} \quad (I)$$

L : Distance comptée le long du canal à partir d'une Section initiale.

h : Profondeur d'eau

l : Largeur en surface.

A : Section mouillée.

j : Pente du fond du canal

$R_h$  : Rayon hydraulique.

$K_s$  : Coefficient de rugosité de Stricklet  $K_s = 75$  (Béton lisse)

L'équation (I) d'écoule de :

$$\frac{dL}{dh} = \frac{1 - \frac{Q^2 l}{g A^3}}{J - i} \quad \text{avec } i = \frac{b Q^2}{R_h A^3}$$

i : Perte de charge unitaire.

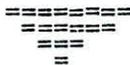
$$b = \frac{1}{K_s^2 R_h^{1/3}} \quad (\text{Stricklet}).$$

L'équation étant une intégrale indéfini, il faudra connaître les caractéristiques de l'écoulement dans une section de référence.

$J = 0,00487$  nous pouvons admettre que  $\sqrt{1 - J^2} = 1$

$$\text{Si } h < D/2 \longrightarrow L = 2 \left[ \left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(\frac{D}{2} - h\right)^2 \right]^{1/2}$$

$$\text{Si } h > D/2 \longrightarrow L = 2 \left[ \left(\frac{D}{2}\right)^2 - \left(h - \frac{D}{2}\right)^2 \right]^{1/2}$$



$$I = 0,00487$$

1	2	3	4	5
h	h/ D	A/ D <sup>2</sup>	A	R h/ D
6,195	0,59	0,4822	53,16	0,2753
6,30	0,60	0,4920	54,24	0,2776
6,405	0,61	0,5018	55,32	0,2799
6,51	0,62	0,5115	56,39	0,2821
6,615	0,63	0,5212	57,46	0,2842
6,720	0,64	0,5308	58,52	0,2862
6,825	0,65	0,5404	59,59	0,2882
6,930	0,66	0,5499	60,63	0,2900
7,035	0,67	0,5594	61,67	0,2917

6	7	8	9	10
R h	$Rh^{4/3}$	1	$\frac{Q^2_1}{9 A^3}$	$1 - \frac{Q^2_1}{9 A^3}$
2,89	4,10	10,33	15,771	-14,771
2,91	4,16	10,28	14,775	-13,775
2,94	4,21	10,24	13,873	-12,873
2,96	4,25	10,19	13,034	-12,034
2,98	4,29	10,14	12,258	-11,258
3,00	4,33	10,08	11,536	-10,536
3,03	4,37	10,01	10,849	-9,849
3,04	4,41	9,94	10,229	-9,229
3,06	4,45	9,87	9,652	-8,652

11	12	13	14	15
$Q^2$	I - (11)	$\frac{12}{10}$	$\Delta L = \frac{\Delta h}{13}$	$L = \sum \Delta L$
$\frac{K_s^2 \cdot R_h^{4/3} \cdot A^2}{S}$				
0,03452	-0,02965	0,00200	0,00	0,00
0,03268	-0,02781	0,002018	52,03	52,03
0,03104	-0,02617	0,002033	51,64	103,67
0,02959	-0,02472	0,002054	51,11	154,78
0,02824	-0,02337	0,002075	50,60	205,38
0,02697	-0,0221	0,001915	54,83	260,21
0,02577	-0,0209	0,001926	54,51	314,72
0,2467	-0,0198	0,001935	54,26	368,98
0,02363	-0,01878	0,001943	54,04	423,02

(1) entrée

$$R_o = \frac{V \cdot D_h}{\nu} = \frac{11,56 \cdot 28,21}{10^{-6}} = 3,261076 \cdot 10^8$$

$$\epsilon / D_h = \frac{0,005}{11,56} = 0,0004325$$

Ecoulement  
Turbulent  
Rugueux  
(Moody)

(2) Milieu  
de la  
Galerie

$$R_o = \frac{V \cdot D_h}{\nu} = \frac{11,76 \cdot 27,11}{10^{-6}} = 3,18872 \cdot 10^8$$

$$\epsilon / D_h = \frac{0,005}{11,76} = 0,00042517$$

Ecoulement  
Turbulent  
Rugueux

(3) Sortie

$$R_o = \frac{V \cdot D_h}{\nu} = \frac{11,92 \cdot 26,10}{10^{-6}} = 3,111120 \cdot 10^8$$

$$\epsilon / D_h = \frac{0,005}{11,98} = 0,000419$$

Ecoul.  
Turbul.  
Rugueux

L'écoulement est torrentiel à l'entrée de la galerie et il n'y a pas de changement de régime tout au long de la galerie, celle-ci, donc il n'y a pas de ressaut hydraulique.

DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAU

Batardeau:

C'est un ouvrage dimensionné pour évacuer la crue de chantier laminé (  $Q_{10 \text{ ans}}$  ).

La pointe de cette crue est de (  $700 \text{ m}^3/\text{s}$  )

Le niveau du plan d'eau amont est fixé par la hauteur du batardeau, ce dernier est dimensionné à partir du volume de matériaux qui peut être mis en place pendant la saison sèche, et de la crue de chantier. La côte du Radier à l'entrée de la dérivation est de 285 m, c'est une galerie de 6,0 m de diamètre. la pente géométrique:  $I = 0,01136$ .

Utilisation est but:

Pendant la construction, le barrage est exposé à plusieurs dangers qui peuvent causer des catastrophes considérables.

La submersion est l'un des dangers les plus redoutables ainsi pour réaliser la protection du chantier et lui assurer des conditions de travail satisfaisantes on prévoit une dérivation provisoire du cours de l'oued Rhumel par l'intermédiaire d'une galerie.

Après exécution du barrage, la galerie de dérivation sera aménagée comme galerie de vidange de fond ayant pour fonction :

-Vidanger le barrage en cas d'accident

-A baisser le niveau le niveau du plan d'eau pour permettre l'entretien.

-Evacuer une partie de la vase accumulée au fond de la retenue lors des crues.

-Evacuer une partie des eaux apportées par les crues exceptionnelles.

Etudes des types d'écoulement:

a). En surface libre:

La théorie de la longueur fluidodynamique appliquée au profil circulaire partiellement mouillée présente des facilités dans l'exécution des calculs. Cette théorie a été réalisée par le professeur Mr LAPRAY Gesa maître de conférence à l'ENPA.

Méthode de calcul:

$$D = 6,0 \text{ m}; \quad J = 0,01136; \quad = 0,005; \quad = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$\xi = \frac{h}{D}$$

$$= 0,1 \quad \text{abaque 9} \quad \left\{ \begin{array}{l} D_0 = 6,6 \\ \frac{4}{Po} = 0,94 \\ D_{h_0} = 1,75 \\ A_0 = 1,87 \end{array} \right. \quad \frac{D}{D_0} = \frac{\Lambda}{\Lambda} \text{ avec } \Lambda = 1$$

On suppose un régime turbulent rugueux.

$$\frac{D}{D_0} = \frac{\Lambda}{\Lambda} \quad \frac{D}{D_0} = 1 \cdot \frac{\Lambda}{\Lambda} = \frac{6}{6,6} = 0,91$$

$$\Lambda = 0,91 \quad \left| \Rightarrow \text{abaque 8 b } \frac{Q_r}{J} = 48,5 \quad Q_r = 48,5 \cdot J = \right.$$

$$Q_r = 5,16 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Vérification du régime:

$$R = \frac{4 \cdot Q_r}{Po} \cdot \frac{1}{\Lambda} = 4,3 \cdot 10^6$$

A partir de l'abaque de moody

$$R = 4,3 \cdot 10^6$$

moody

régime turbulent rugueux.

$$\frac{\xi}{D_h} = \frac{\xi}{D_{h_0}} = 0,0031$$

$$D_h \quad \Lambda \quad D_{h_0}$$

Donc on corrige pas notre débit. Par contre si on trouve un régime transitoire on corrige par abaque 17 b, où l'on a :

$$\Lambda^2 \frac{Q_r}{D_h} = \frac{Q_r}{D_h} \quad \text{en ordonnée, } R_r \text{ en abscisse fonction } \frac{\xi}{D_h}$$

H (m)	0,9	1,8	2,7	3,6	4,5	5,4	6,3	7,2	8,1	9,0
Q (m <sup>3</sup> /s)	5,16	22,38	46,64	84,80	137,8	169,6	185,5	233,2	296,8	238,5
D <sub>h</sub>	1,59	2,90	4,06	5,08	6,00	6,77	7,09	7,353	6,0	6,23
A <sub>o</sub>	1,87	1,65	1,60	1,58	1,55	1,575	1,65	1,55	1,50	1,539
D <sub>h<sub>o</sub></sub>	1,75	1,85	1,90	1,95	2,00	1,98	1,95	1,90	1,80	1,60
4/P <sub>o</sub>	0,94	1,12	1,20	1,25	1,27	1,25	1,23	1,15	1,05	0,825
D <sub>o</sub>	6,6	3,8	2,8	2,3	2,0	1,75	1,65	1,55	1,50	1,539
h(m)	0,6	1,2	1,8	2,4	3,0	3,6	4,2	4,8	5,4	6,0
$\frac{1}{\gamma}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0

Etude de l'écoulement en charge:

L'écoulement en charge est observé à partir d'une charge amont:

$$H \geq 1,5 D = 1,5 \cdot 6 = 9 \text{ m}$$

Appliquons l'équation de Bernoulli à l'amont et à l'aval de la galerie: 2

$$Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\gamma} = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\gamma} + \sum h_i$$

$P_1 = P_2 =$  pression atmosphérique

$V_1$  : vitesse d'entrée de l'eau.

$$Z_1 - Z_2 = \frac{V_2^2}{2g} + \sum H_i$$

$\sum h_i$ : pertes de charge totale = somme des pertes de charges locale + somme des pertes de charge due aux frottement.

$$h_i = \frac{L_e \cdot V^2}{D \cdot 2g} = 0,08271 L_e \frac{f Q^2}{D^5}$$

avec  $f = \left( 1,14 - 0,86 \ln \frac{\epsilon}{D_h} \right)^{-2}$  (coef. de Nikuradzé, en écoulement turbulent).

$$L_e = L + L_{e1}$$

$$L_{e1} = \sum \frac{Y_i D_i}{f_i} \quad ; \quad Y_p = \frac{f \cdot l}{D}$$

$$Y_c = \frac{\alpha}{90^\circ} \left( 0,131 + 1,847 \left( \frac{D}{2R} \right)^{3,7} \right) \text{ formule de Weisbach.}$$

$$Y_i = Y_{\text{entrée}} + Y_{\text{coude}} + Y_{\text{linéaire}} + Y_{\text{sortie}}$$

avec  $L = 440 \text{ m}$

$$\alpha = 26^\circ$$

$$R = 120 \text{ m}$$

$$D = 6,0 \text{ m}$$

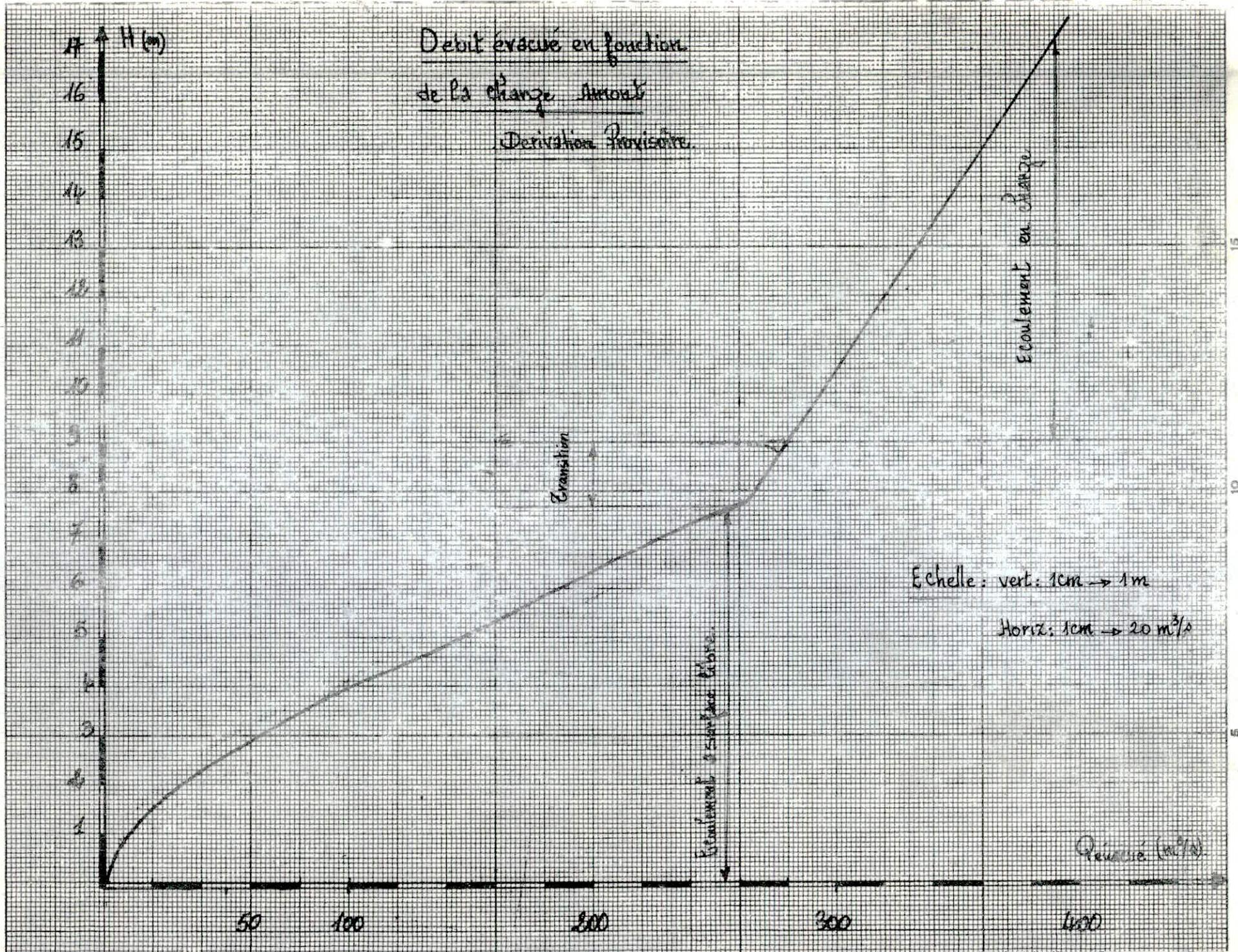
$$Y_i = 0,5 + 1,078 + 0,0378 + 1,0$$

$$Y_i = 2,6158$$

$$L_{e1} = \sum \frac{Y_i D_i}{f_i} = 1067,67 \text{ m}$$

$$L_e = 440 + 1067,67 = 1507,67 \text{ m}$$





LAMINAGE DE LA GRUE DE CHANTIER Q10 ANS

Le Calcul du laminage se base sur les données suivantes :

- \* Variation du débit évacué en fonction du niveau de la retenue.
- \* Variation du volume de la retenue en fonction du niveau
- \* Variation du débit affluent en fonction du temps.

Le laminage est traité de la même manière que le laminage de la Grue du projet  
(voir planche N°7)

TYPE DE BATARDEAU :

C'est un ouvrage incorporé dans le corps du barrage,

C'est une ligne de 17,5 m de hauteur en enrochement de talus identique à ceux de la digue principale.

Amont : 2,25

Aval : 1,75

La largeur en crête est prise égale à 10 m

//- TANCHEITE :

Une étanchéité par un noyau d'argile a été envisagée.

=====

T (h)	DEBIT AFFLUENT (m <sup>3</sup> /s)	$\Delta V$ AFFLUENT (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	CHARGE H (m)	DEBIT EVACUE (m <sup>3</sup> /s)
1	2,0	0,0576	0,1	3,33
2	30	0,162	0,35	4,995
3	60	0,252	0,70	10,00
4	80	0,459	1,80	28,33
5	175	0,648	3,00	66,65
6	185	0,8316	4,60	101,69
7	275	1,197	6,60	183,35
8	390	1,647	9,55	293,34
9	525	2,07	12,30	350
10	625	2,205	15,45	386,5
11	600	1,971	17,00	400
12	495	1,584	17,20	416,6
13	385	1,215	16,40	391,67
14	290	0,909	13,80	373,31
15	215	0,657	11,30	325
16	150	0,45	8,65	281,66
17	100	0,297	6,20	175,00
18	65	0,198	4,50	116,65
19	45	0,126	2,90	66,16
20	25	0,0756	1,80	25,00
21	17	0,0322	1,00	16,65
22	0,9	0,00234	0,70	6,66
23	0,4	0,00072	0,40	3,31
24	0,0			

VIDANGE DE FOND .

La dérivation provisoire sera aménagée en vidange de fond la galerie de cette ouvrage se terminera par un bassin de dissipation d'énergie.

La vidange de fond aura pour fonction de :

- Vider rapidement la retenue en cas d'accident au barrage.
- Abaisser le niveau de la retenue pour des éventuelles réparations.
- Evacuer une partie de la l'apport solide.

TETE AMONT DE LA GALERIE :

Un entonnoir, protégé d'une grille (voir planche n° 13 ) sera disposé à l'entrée de la galerie de vidange de fond et ceci afin de faciliter l'écoulement dans cette galerie de 6,0 m de diamètre et de pente  $\alpha = 0,01366$ .

PERTUIS ET VANNES :

Un pertuis avec vannes sera disposé en tête de galerie, son dimensionnement a été réalisé afin d'assurer un écoulement en surface libre dans la galerie de ficage de fond.

Le pertuis est dimensionné pour un  $Q_{max} = 117,63 \text{ m}^3/\text{s}$ . dans ce cas, la formule d'une orifice se prolongeant par un rqueduc a son aval sera utilisée .

$$Q = S \cdot 0,85 \sqrt{2gh}$$

S : section du pertuis rectangulaire

h : Charge au dessus du centre de gravité de l'orifice

$$S = \frac{Q}{0,85 \sqrt{2gh}} = 3,95 \text{ m}^2$$

$$\frac{h}{b} = 1,5$$

$$S = 1,5 b^2$$

$$h = 2,4 \text{ m}$$

$$b = 1,6 \text{ m}$$

Vannes :

La conduite de vidange de fond sera doter de deux vannes qui seront installées à l'entrée de la galerie.

La première servira comme vanne de garde pendant le temps d'exploitation , la deuxième sera une vanne de sécurité, qui sera utilisée qu'en cas de dégradation de la vanne de garde.

CHAMBRE DES VANNES :

La chambre des vannes se situera au dessus du pertuis de la galerie de vidange de fond d'accès se fera par l'ouvrage de prise d'eau ( voir planche n° 13 ).

RENIFLARD :

Un reniflard est prévu et ceci afin d'avoir une pression à l'intérieur de la galerie équivalente à la pression d'air ce qui évitera les phénomènes de cavitation autour de la voine liquide à l'entrée de la galerie .

Debit évacué par la vidange de fond en fonction du niveau d'eau  
dans le réservoir

charge à l'amont (m)	Niveau d'eau dans le Réservoir (m)	Debit évacué $Q = 0,85 \cdot S \cdot \sqrt{2gh}$
2,50	287,5	23,514
5,00	290,0	33,254
10,00	295,0	47,029
15,00	300,0	57,599
20,00	305,0	66,509
25,00	310,0	74,36
30,00	315,0	81,457
35,00	320,0	87,983
40,00	325,0	94,058
45,00	330,0	99,764
50,00	335,0	105,16
55,00	340,0	110,293
60,00	345,0	115,198
62,5	347,5	117,57

TEMPS DE VIDANGE DU RESERVOIR

Côte du réservoir (m)	VOLUME (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	VOLUME Partiel (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Charge Moyenne (m)	Q <sub>moy</sub> (m <sup>3</sup> /s)	Temps (seconde)	Temps cumulé (seconde)	Temps t <sub>1</sub> (Jours)
347,5	150						
		24	62,5	117,57	204133,7	204133,7	2,362
345,0	126						
		36	60,0	115,198	312505,42	516639,12	5,979
340,0	90						
		25	55,0	110,293	226668,96	743308,08	8,603
335,0	65						
		8	50,0	105,16	76074,553	819382,63	9,483
330,0	57						
		22	45,0	99,764	220520,42	1039903,0	12,035
325,0	35						
		10	40,0	94,058	106317,37	1146220,4	13,266
320,0	25						
		6	35,0	87,983	68194,992	1214415,4	14,056
315,0	19						
		6	30,0	81,457	73658,494	1288073,9	14,908
310,0	13						
		3	25,0	74,36	40344,27	1328418,1	15,375
305,0	10						
		3	20,0	66,509	45106,67	1373524,8	15,897
300,0	7,0						
		2,3	15,0	57,599	39931,24	1413456,0	16,359
295,0	4,7						
		1,7	10,0	47,029	36147,908	1449603,9	16,777
290,0	3,0						
		1,7	5,0	33,254	51121,669	1500725,6	17,369
287,5	1,3						
		0,5	2,5	23,514	21263,92	1521989,5	17,615
285,0	0,8						

Notre barrage se vide en 17,615 Jours

## CALCUL DU REMOUS DE LA VIDANGE DE FOND

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
$h$	$h/D$	$A/D^2$	$A$	$R/D$	$Rh$	$Rh^{4/3}$	$L$	$\frac{Q^2 L}{g A^3}$	$1 - \frac{Q^2 L}{g A^3}$	$\frac{Q^2}{K_s^2 R h^{4/3} A^5}$	$J - \textcircled{11}$	$\frac{\textcircled{12}}{\textcircled{10}}$	$\Delta L = \frac{\Delta h}{\textcircled{13}}$	$L = \sum \Delta L$
2,4	0,40	0,2934	10,56	0,2182	1,31	1,43	5,87	7,446	-6,446	0,0154	-0,00404	0,000626	0,00	0,00
2,46	0,41	0,3032	10,91	0,2220	1,33	1,46	5,90	6,408	-5,408	0,0141	-0,00274	0,000506	118,57	118,57
2,52	0,42	0,3130	11,27	0,2258	1,35	1,49	5,92	5,833	-4,833	0,01323	-0,00187	0,000386	155,44	274,01
2,58	0,43	0,3229	11,62	0,2295	1,37	1,53	5,94	5,339	-4,339	0,011907	-0,000547	0,000126	476,19	750,20

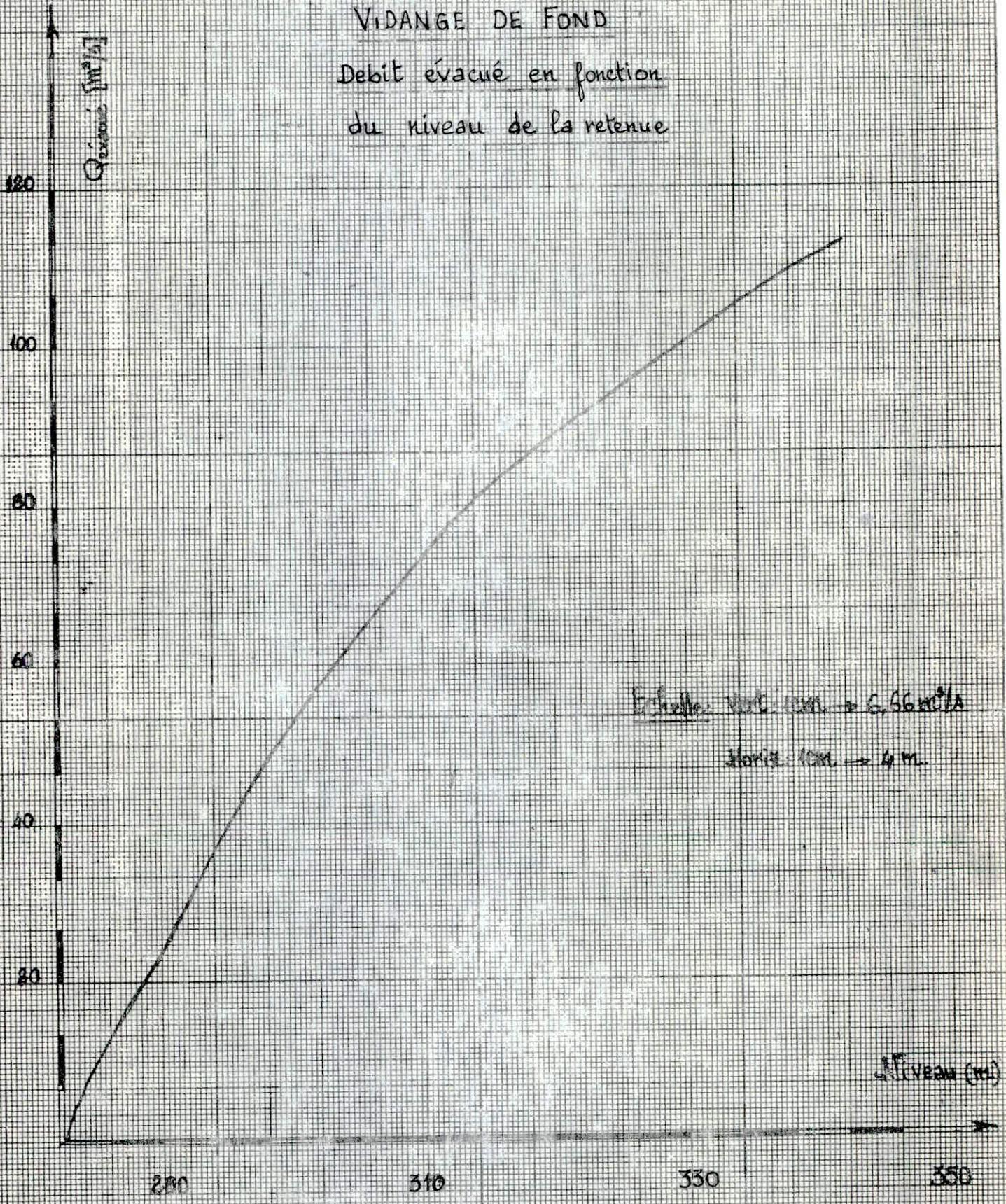
Nous Avons Une Galerie De Vidange De Fond de 440 m Pour Des Raisons De Sécurité Nous Prenons  $h_{\text{sortie}} = 2,58 \text{ m}$   $A_{\text{sortie}} = 11,62 \text{ m}^2$

$$V_{\text{sortie}} = \frac{Q}{A_s} = \frac{117,63}{11,62} = 10,12 \text{ m/s}$$

$$\underline{V_{\text{sortie}} = 10,12 \text{ m/s}}$$

# VIDANGE DE FOND

Debit évacué en fonction  
du niveau de la retenue

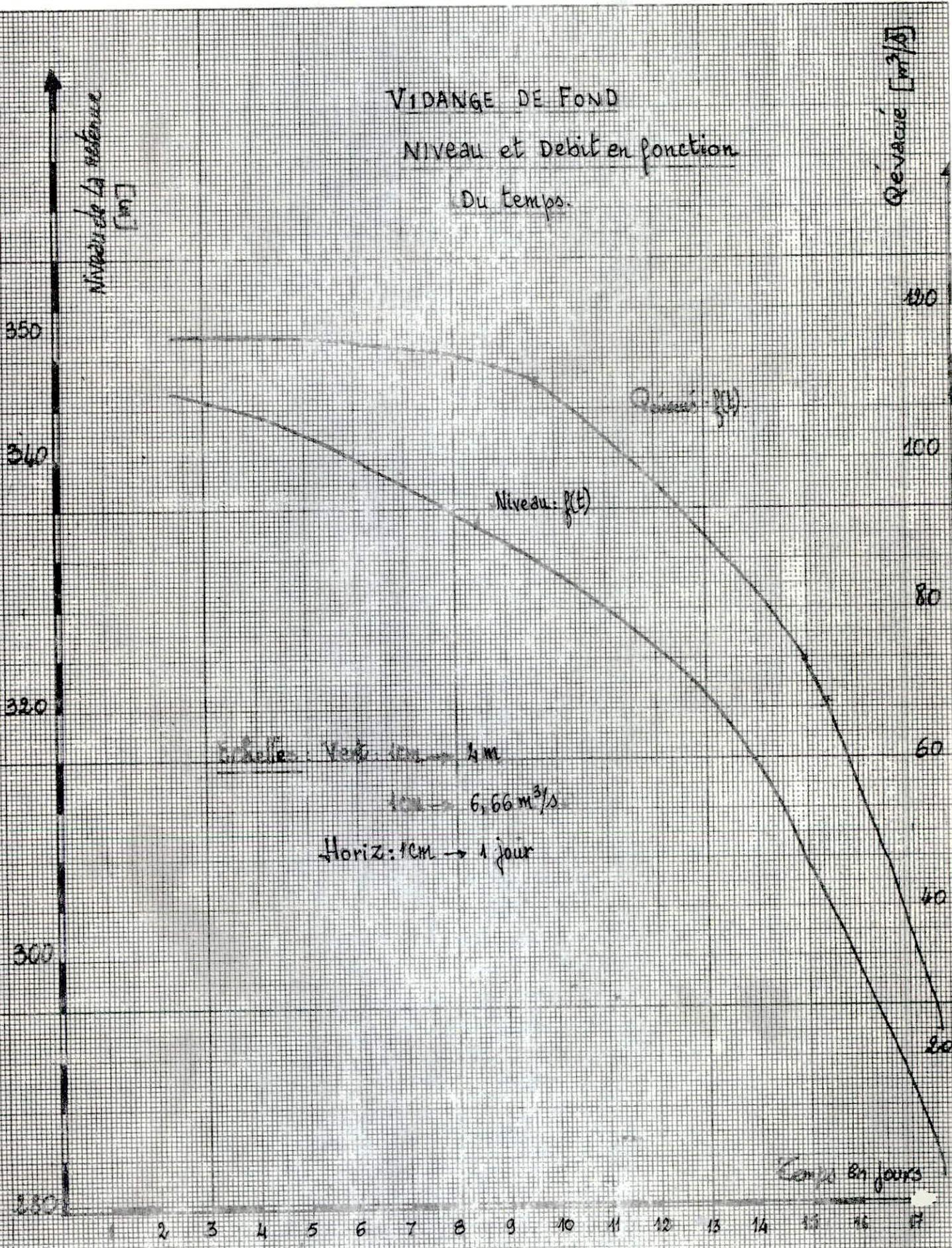


Echelle: Vert 1cm → 5.56 m<sup>3</sup>/s

Horiz: 1cm → 4 m

Niveau (m)

VIDANGE DE FOND  
 Niveau et Débit en fonction  
 Du temps.



Débit:  $6,66 \text{ m}^3/\text{s}$   
 Horiz: 1cm  $\rightarrow$  1 jour

PRISE D'EAU:

DIMENSIONNEMENT DE LA CONDUITE DE PRISE D'EAU :

La conduite de prise d'eau devrait être capable d'assurer la pointe de la demande en eau, qui correspond à 17,2 % (mois de juillet) du volume d'eau demandé à l'aval.

Volume demandé à l'aval : 80 Hm<sup>3</sup>

Débit de pointe que devra assurer la prise d'eau.

$$Q_{\max.} = \frac{80 \cdot 10^6 \cdot 17,2}{100 \cdot 24 \cdot 3600 \cdot 31} = 5,13 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Après avoir calculé pour différents diamètres, nous avons optés pour un diamètre  $\phi = 2,0$  m, dans lequel va être véhiculé un débit de 5,13 m<sup>3</sup>/s. avec une vitesse admissible de 1,63 m/s.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{5,13}{\frac{D^2}{4}} = \frac{4 \cdot 5,13}{3,14 \cdot 4} = 1,63 \text{ m/s.}$$

OUVRAGE AVAL

BASSIN DE DISSIPATION D'ENERGIE ( Amortissement ):

Généralités:

Vu l'important débit évacués par l'organe évacuateur. Il est nécessaire de prévoir un ouvrage de dissipation d'énergie afin d'éviter les affouillements au niveau de la restitution qui risqueraient de mettre en cause la stabilité du barrage. ( Glissement, affouillement de fondation du pied aval)...

Types de dissipateurs d'énergie:

Parmi les dissipateurs d'énergie les plus utilisés on notera:

- Les sauts de ski
- Les bassins d'amortissement
- Bassin d'amortissement avec dents de RHEBOOCK.

Le choix de l'un de ces types de dissipateur d'énergie tient compte des conditions topographiques, hydrauliques (débits, vitesse...) et économique.

Le choix des deux derniers types de dissipateurs reste conditionné par une étude sur le modèle réduit avec topographie aval afin de vérifier s'il n'y aura pas de noyage du ressaut et par la même la mise en charge de la galerie.

En raison de l'important débit à évacuer ( $Q_{max} = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ ) et avec des vitesses à la sortie de la galerie assez élevées, et une topographie qui se présente favorable à l'aval de la gorge, nous avons opté pour un saut de ski.

Dimensionnement du saut de ski:

$$\begin{aligned} h_{\text{sort.}} &= 6,615 \text{ m} \\ A &= 57,46 \text{ m}^2 \\ Q &= 1500 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

$$V_{\text{sort.}} = \frac{Q}{A} = \frac{1500}{57,46} = 26,10 \text{ m/s}$$

Rayon de courbure du déflécteur:

$$R_{\text{min}} \geq 5h$$

h: hauteur de la lame d'eau max.

Le rayon de courbure minimum du déflécteur doit satisfaire la relation:  $R_{\text{min.}} \geq 5 \cdot h$  et ceci en raison de la force centrifuge qu'exerce l'écoulement. L'eau a une vitesse de 26,10 m/s.

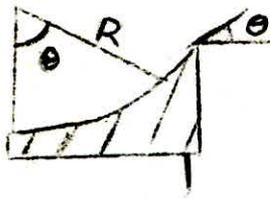
$$R_{\text{min.}} = 5 \cdot 6,615 = 33,07$$

Dans ce projet on admet la valeur de  $R = 35\text{m}$

Angle de bord de fuite:

$$25^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$$

Une portée maximale du jet d'eau correspond a un angle de fuite  $\theta = 45^\circ$ , cependant en pratique on admet la valeur de  $\theta = 30^\circ$ .



Etude de l'écoulement du jet:

L'écoulement du jet à partir du déflécteur est assimilé à un jet ascendant; son équation sans pertes de charges sera:

$$x = (v \cdot \cos \theta) t$$

$$y = (v \cdot \sin \theta) t - 1/2 \cdot g \cdot t^2$$

$$----- t = \frac{x}{v \cdot \cos \theta}$$

$$y = (v \cdot \sin \theta) \frac{x}{v \cos \theta} - 1/2 g \frac{x^2}{v^2 \cos^2 \theta}$$

$$y = x \operatorname{tg} \theta - 1/2 \frac{g}{v^2} \cdot \frac{x^2}{\cos^2 \theta} \quad (1)$$

$$v = \sqrt{2 g h} \quad \longrightarrow \quad h = \frac{v^2}{2g} \quad (2)$$

(1) et (2)

$$y = x \operatorname{tg} \theta - \frac{x^2}{4 h \cos^2 \theta}$$

Equation du théorème de la trajectoire du jet sans frottement.

65	37, 5278	- 40, 5626	-3, 0348
60	34, 6410	- 34, 5622	+0, 0788
55	31, 7543	- 29, 0419	2, 7124
50	28, 8675	-24 , 0015	4, 8660
45	25, 9808	- 19, 4412	6, 5396
40	23, 0940	- 15, 3610	7, 7330
35	20, 2073	- 11, 7608	8, 4465
30	17, 3205	- 8, 6406	8, 6799
25	14, 4338	- 6, 0004	8, 4334
20	11, 5470	- 3, 8402	7, 7068
15	8, 6603	- 2, 1601	6, 5002
10	5, 7735	- 0, 9601	4, 8134
5	2, 8868	- 0, 24	2, 6468
X	x.tgθ	$\frac{x^2}{4 h \cos^2 \theta}$	Y

Des résultats de ce tableau on peut situer le point de contact du jet théorique correspondant au  $Q_{\max} = 1500 \text{ m}^3/\text{s}$ . Entre la distance de 60 à 65 mètres.

Ce point de contact peut être déterminé exactement par la relation.

$$x = 4 h \operatorname{tg} \theta \cdot \cos^2 \theta$$

$$x = 60,1369 \text{ m}$$

La portée réelle est de 85 % de la portée théorique en raison des frottements dus à l'air.

$$x_{\text{réelle}} = 60,1369 \cdot 0,85 = 51,12 \text{ m}$$

#### Restitution:

La zone de restitution de l'oued qui s'étale sur 51,12 m, sera protégée contre les risques d'affouillements que peuvent provoquer les eaux de crues déchargées par l'organe d'évacuation.

Cette protection consistera, par une mise en place de blocs d'enrochement capables de supporter la force tractrice des eaux.

Nous proposons deux types de granulométries, respectivement reportées en deux tranches.

.La première tranche se situe du pied du déflécteur jusqu'à une distance de 20 m environ, où le diamètre moyen des enrochements est de  $D_{50} = 800 \text{ mm}$ .

.La seconde tranche se situe au prolongement de la première jusqu'à la portée maximale du jet qui est estimée à 51,12 m, où le diamètre moyen des enrochements est de  $D_{50} = 1500 \text{ mm}$ .

DISSIPATEUR D'ENERGIE A L'AVANT DE LA VIDANGE DE FOND.

Généralité :

La dissipation d'énergie à l'aval de la vidange de fond peut être réalisé soit :

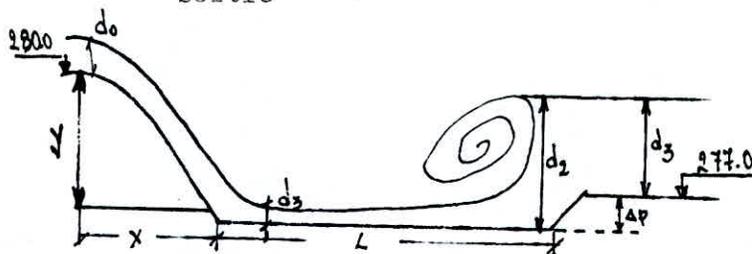
- \*par un bassin de dissipation d'énergie normal
- \*Par un bassin de dissipation à dents de MEEBOCK.
- \*(afin de diminuer la longueur de bassin).
- \*Par un saut de ski .

Vu qu'on a un débit de 117,63 m<sup>3</sup>/s. à évacuer et avec une vitesse de 10,12 m/s. un bassin de dissipation d'énergie normal est à envisager.

DIMENSIONNEMENT DU BASSIN DISSIPATEUR D'ENERGIE.

A partir du calcul du remous de la galerie de vidange de fond nous avons.

$h_{\text{sortie}} = 2,58 \text{ m.}$  avec  $Q = 117,63 \text{ m}^3/\text{s.}$   
 $V_{\text{sortie}} = 10,12 \text{ m}$



$d_3 = 2,45 \text{ m}$  (fonction de la section de l'oued et du débit)

$V_3 = \frac{117,63}{2,45 \cdot 15}$        $B = 15$  : Largeur du bassin

$V_3 = 3,20 \text{ m/s.}$

$H_{v_3} = \frac{V^2}{2g} = \frac{(3,20)^2}{19,62} = 0,52 \text{ m.}$

$F = 280 + 2,58 + 6,21 - (277 + 2,45 + 0,52)$

$F = 7,82 \text{ m.}$

$q = \frac{Q}{b} = \frac{117,63}{15} = 7,84 \text{ m}^2/\text{s.}$

$d_c = \frac{q^2}{g} = \frac{7,84^2}{9,81} = 6,21 \text{ m}$

$F/d_c = \frac{7,82}{6,21} = 1,26 \xrightarrow{\text{table}} d_0/d_1 = 9,26$   
 $d_1/d_c = 0,276$

$d_1 = 0,276 \cdot 6,21 = 1,71 \text{ m}$

$d_2 = 9,26 \cdot 1,71 = 15,83 \text{ m.}$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{gh}} = \frac{10,12}{\sqrt{9,81 \cdot 2,58}} = 2,011 \frac{\text{table}}{D_2} = 4,50$$

$$L = 4,50 \cdot 4,70 = 21,15 \text{ m}$$

$$\underline{L = 21,15 \text{ m}}$$

DÉTERMINATION DE LA LONGUEUR DU COURSIER :

$$y = \frac{1}{2} g t^2$$

$$y = \frac{1}{2} g \frac{x^2}{v^2}$$

$$x = vt \quad t = \frac{x}{v}$$

$$y = \frac{1}{2} \frac{x^2}{2h}$$

$$y = \frac{x^2}{4h} \quad ; \quad v^2 = 2gh \rightarrow h = \frac{v^2}{2g} = \frac{(10,12)^2}{19,62} = 5,21 \text{ m}$$

$$y = 280 - 277 + P$$

$$y = 280 - 277 + (d_2 - d_3)$$

$$y = 0,75 \text{ m.}$$

$$x^2 = 20,84 \cdot 0,75 = 15,63 \quad \text{-----} \quad \underline{x = 3,95 \text{ m.}}$$

MÉTHODE DE LA LONGUEUR FLUIDODYNAMIQUE :

Pour un débit de 117,63 m<sup>3</sup>/d<sup>2</sup> correspond une largeur de 15 m ainsi le débit par mètre linéaire s'obtient :

$$q = \frac{Q}{b} = 7,84 \text{ m.}$$

A partir de q on trouve K la hauteur critique.

$$q = 7,84 \frac{\text{abaque 18 a}}{K} \quad K = 1,75$$

De plus dans la section où l'écoulement est en régime torrentiel on a :

$$h_t \cdot b = \frac{Q}{v} \quad \text{-----} \quad h_t = \frac{Q}{v \cdot b} = 0,77$$

La méthode de la longueur fluidodynamique donne :

$$h_{t+} = \frac{h_t}{K} = 0,44$$

Par la lecture sur l'abaque I3 on aura :

$H_+ = 3,5$	en multipliant par K nous aurons	$H = 4,9 \text{ m}$
$L_+ = 14$		$L = 19,6 \text{ m}$
$h_{r+} = 2,1$		$h_r = 2,94 \text{ m}$
$\Delta H_+ = 14$		$\Delta H = 19,6 \text{ m}$

CONCLUSION :

L'Etude d'un modèle réduit simplifié, elle nous permet d'observer tous les phénomènes hydrauliques.

De plus elle permet à l'ingénieur d'effectuer aisément de nombreuses expériences, de les répéter en cas de besoin en faisant varier n'importe quel paramètre du problème.

J'ai discuté avec Monsieur G. LEPAY auteur de la théorie de la longueur fluidodynamique.

Il m'a expliqué comment qu'on ne pourra jamais avoir des résultats analytiquement calculés conformes à la réalité.

CONCLUSION ET RECOMMANDATION:

.Le taux de rentabilité du futur barrage KHENEG à été calculé d'après le rapport entre le volume utile de la retenue et celui de la digue.

Volume utile de la retenue = 88,50 Hm<sup>3</sup>

Volume du remblais de la digue 0,9197.10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>

$$r = \frac{88,5}{0,92} = 96,19$$

Nous pouvons donc conclure que cet ouvrage est d'une très grande rentabilité.

.Au niveau de cette étude, par manque de données géotechniques, nous avons utilisé les valeurs des données manquantes à partir des tables de classification internationale de sols ( U.S.B.R.) et cela avec l'approbation de géologues.

Et afin d'éviter tout surdimensionnement nous recommandons, pour les études futures que tous les essais géotechniques soient réalisés.

.L'étude géologique du présent projet à mis en évidence trois failles principales au niveau du site.

La faille F<sub>1</sub> longe le lit de l'oued, elle se situe donc à l'emplacement le plus critique.

Un voile d'étanchéité par injections a été projeté dans le but d'éviter les fuites à travers la fondation du barrage.

Cependant, nous recommandons que les zones faillées et particulièrement au niveau de F<sub>1</sub> soient l'objet de travaux de reconnaissances supplémentaires, en vue d'avoir une idée plus précise sur l'état de fracturation de la roche.

.En ce qui concerne les données sismiques, nous recommandons qu'une étude seismo-tectonique plus détaillée, au niveau du site soit réalisée.

.Le type de barrage à envisager à fait l'objet d'une étude comparative sur la base des données:

- Géologiques
- Géotechniques
- Des matériaux locaux.

.La solution d'un barrage en béton a été écartée en raison du manque d'information précises sur la fracturation et la qualité de la roche ainsi que des caractéristiques sismiques du site.

( il faut noter que la gorge Kheneg s'y prête pour une voute.  $\frac{L}{H} = 2,2$ )

Ce manque d'informations nous a contraint à opter pour un barrage en matériaux locaux.

Un barrage en terre n'est pas réalisable, vu que la quantité de terre nécessaire à la construction de cet ouvrage n'est pas entièrement disponible à proximité du site.

La solution retenue au niveau de cette étude est de projeter un barrage mixte à noyau d'argile, vu la disponibilité en quantité considérable des enrochements.

Ce type d'ouvrage a été préféré à un barrage en enrochement avec noyau d'argile, en raison du critère de la continuité granulométrique, et du facteur économique.

L'étude de régularisation a été établie en tenant compte du but de l'aménagement, qui est destiné à assurer les besoins en eaux potables des villes de Constantine et de Mila.

Nous noterons que le modèle de calcul simule sans tenir compte des pertes par infiltrations.

Au niveau de l'étude hydrologique, il a été constaté que le taux d'abrasion du bassin versant est assez élevé, ce qui implique une garde d'envasement prévue pour 30 ans de  $G = 54.10^6 \text{ m}^3$ .

Nous recommandons au niveau de l'exécution du projet, de reboiser le bassin versant, afin de diminuer le taux d'abrasion et par là-même augmenter (sensiblement) la durée d'exploitation du barrage.

Pour l'étude de stabilité des talus, nous avons utilisé la méthode de BISHOP améliorée, cette méthode qui se fonde sur le principe du cercle de glissement a été retenue pour cette étude pour les avantages suivants:

- simplicité des calculs
- détermination rapide du centre du cercle de glissement critique
- élimination des hypothèses pour plus de sécurité.

Au niveau du calcul de la stabilité du talus amont, nous avons négligé pour plus de sécurité les paramètres suivants:

- le poids de l'eau sur le talus dans le cas du fonctionnement normal.
- Le batardeau n'a pas été considéré dans le calcul de stabilité du talus amont.

Au niveau du calcul de la stabilité du talus aval, nous avons tenu compte:

-le poids de l'eau sur le talus aval.

-des pressions intersticielles à l'intérieur du noyau dans le cas de la fin de construction.

-Les poids spécifiques des matériaux ont été diminués de leurs valeurs réelles pour des raisons pratiques de calculs.

.Les valeurs de  $\alpha$ ,  $\beta$  situant le centre du cercle de glissement critique passant par le pied du talus, ont été prises par l'abaque de Fellenius.

.Les matériaux locaux disponibles à proximité du site ont influés sur le choix du type de barrage, où la solution préférée un barrage mixte avec noyau d'argile minimum. Ce type d'ouvrage a été projeté en raison de l'existence du site d'enrochement qui seront récupérés de carrière de calcaire, ce matériaux est disponible en quantité largement suffisante, de plus les calcaires se présentent de bonne qualité.

.Le noyau du barrage est du type "noyau minimum" en raison de la bonne qualité de l'argile de plus la quantité de ce matériau est insuffisante pour projeter un noyau du type noyau maximum.

.Comme il a été mentionner précédement, la quantité de terre meuble à proximité du site est insuffisante pour projeter un barrage en terre. Cependant la quantité de ce matériau disponible sur le site, sera utiliser pour la construction du barrage mixte projeter.

.Une quantité importante de sable sera utiliser pour la mise en place des filtres projetés. (Tapis filtrants inversés; filtres de projection du noyau; filtres pour drain au pied).

.Les conditions hydrologiques, géologiques et topographiques qui se résument par une crue de projet de débit maximale  $Q_{max.} = 5000m^3$ , et une fondation rocheuse qui assurera la stabilité de l'ouvrage choisie; nous ont aménées à opter pour un évacuateur en puits.

.L'emplacement de la tulipe présente un risque qui est la formation probable du phénomène de Vortex. Ce phénomène devra être étudié sur modèle réduit hydraulique, dans le cas de formation d'un vortex, il serait nécessaire de prévoir pour assurer l'uniformité de l'écoulement dans le puits des piles ou si cela s'impose des guideaux.

.Les vitesses d'entrées des eaux de crues en galerie sont assez élevées  $V = 28,03$  m/s.

Ce qui explique que le régime à l'entrée de la galerie est torrentiel, le calcul de ligne d'eau nous donne un remous du type ascendant ( subnormal ( $P_3$ ) ) en raison des frottements.

Le régime a été vérifié sur plusieurs sections de la galerie, il est du type turbulent rugueux. Il a été procédé, de la même façon pour l'étude de l'écoulement dans la galerie de vidange de fond.

.A priori nous avons opter pour un dissipateur d'énergie du type "bassin d'amortissement avec dents de Rheboock". Cependant cette solution n'a pu être retenue, car il faut vérifié par étude sur modèle réduit si la hauteur du ressaut hydraulique entrainera le noyage de la galerie.

Pour cette raison le choix à ce niveau de l'étude s'est porté sur un dissipateur d'énergie du type " saut de ský".

.La vidange de fond empruntera la galerie de la dérivation provisoire, cette dernière ne rejoint pas la galerie de l'évacuateur de crues, et ceci en raison de l'importante différence de niveau qui existe entre ces deux galeries. Ce qui rend la jonction hydrauliquement impossible.



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

- Mr - G. LAPRAY - Cours d'hydraulique et hydrodynamique graphique  
E.N.P.A 82 - 83
- M. CARLIER - Hydraulique générale EYROLLES
- G. SCHNEEBELI - Hydraulique souterraine EYROLLES
- MALLE & PACQUANT - Barrage en terre EYROLLES
- A. LENCASTRE - Manuel d'hydraulique générale (1979) EYROLLES
- Bureau of RECLAMATION - Design of small DAMS
- D.S.I (ANKARA 1969) - Criteres du projet de régularisation
- G. REMENIERAS - HYDROLOGIE de l'Ingenieur EYROLLES
- H. CAMBEFORT - INJECTION des sols, principes et methodes  
EYROLLES
- G. POST & P.LONDE - BARRAGE En terre compactée GAUTHIER - VILLARS  
ANNYME MANUEL d'utilisation du SYM. 97  
SETHYAL
- CYCLE de conférences TECHNIQUE de mesure dans les écoulements  
tenu à ERMENOVILLE EYROLLES  
du 24 au 28 Sept. 1973
- B. BELHADRI - Projet de fin d'études E.N.P.A 1981
- A. GARADI - Projet de fin d'études E.N.P.A 1981
- K. GUENATRI - Projet de fin d'études E.N.P.A 1983
- B. NEKRASSOV - cours d'hydraulique ( 1968 ) MOSCOU

