

# ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : *HYDRAULIQUE*

## PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etude de Faisabilité  
du Barrage de BOU-HALLOU

Proposé par : *A. KETTAB*

Etudié par : *C. NEHAL - S. TADRENT* Dirigé par : *LEANG*



PROMOTION :



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 المتعددة التقنيات  
بالخـراش  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
D'EL - HARRACH  
—»O«—

دائرة الري  
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE  
—»O«—

PROJET DE FIN D'ETUDES  
—»O«—

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état

**THEME**

Etude de Faisabilité  
du Barrage de BOU-HALLOU

Proposé par :  
Le Chef du Département

Etudié par :  
S. TADRENT  
C. NEHAL

Dirigé par :  
LEANG. LIM. H.

Promotion Janvier 1984

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

أَفَرَأَيْتُمُ الْمَاءَ الَّذِي تَشْرَبُونَ ، ءَأَنْتُمْ  
أَنْزَلْتُمُوهُ مِنَ الْمُزْنِ أَمْ نَحْنُ الْمُنزِلُونَ .

وَجَعَلْنَا مِنَ الْمَاءِ كُلَّ شَيْءٍ حَيٍّ .

صدق الله العظيم

## REMERCIEMENTS

La présente étude a été élaborée sous la direction de M<sup>r</sup> LEANG. H. LIM professeur à L'EN.P.A qui nous a apporté une aide efficace en même temps que les précieux conseils qu'il daigne trouver ici, nos plus vifs remerciements et l'expression de notre profonde reconnaissance.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à M<sup>r</sup>. GESA. LAPRAY pour son rôle prépondérant au niveau du département et qui nous a bénéficié du fruit de son expérience.

Notre reconnaissance va également à M<sup>r</sup> BEDNARCZYK pour les conseils judicieux qu'il nous a prodigués.

Nos remerciements vont aussi à tous les professeurs qui nous ont aidé durant notre formation.



## DEDICACES

A la mémoire de mon père et mon ami Z. YASSINE

A ma mère pour son soutien moral durant toute  
ma formation

A mes frères et sœurs

A T.Z.A.G, mes amis et ceux qui m'ont aidé

S. TADRENT

A mon père et ma mère

A mes frères et mes sœurs

A tous Les Amis

C. NEHAL



## NOMENCLATURE DES PLANCHES

- N° 1 PLAN DE SITUATION
- N° 2 PLAN GEOLOGIQUE
- N° 3 VUE EN PLAN DU BARRAGE
- N° 4 COUPE TRANSVERSALE SUIVANT L'AXE LONGITUDINAL  
DU THALWEG
- N° 5 COUPE TRANSVERSALES
- N° 6 EVACUATEUR DE CRUE - DERIVATION PROVISOIRE  
- VIDANGE DE FOND - PRISE D'EAU
- N° 7 LAMINAGE DE CRUE



# INTRODUCTION

L'Algérie comporte de grandes surfaces de plaines alluvionnaires extrêmement riches, le soleil leur prodigue généreusement toutes les calories nécessaires pour assurer la vigueur de la végétation et l'abondance des fruits, et pourtant ces plaines sont ~~étoiles~~ à l'heure actuelle pauvres; c'est parcequ'il leur manque un élément de fertilité essentiel: L'eau. EN donnant de l'eau en quantité convenable et au moment voulu, l'on est absolument certain de transformer ces régions, d'en faire un pays riche et prospère.

Déterminante pour le développement de l'agriculture, l'industrialisation et la satisfaction des besoins domestiques. L'infrastructure hydraulique prend en Algérie, une place de plus en plus grande, tout à cause de l'ampleur des études nécessaires que la mobilisation et de l'utilisation des ressources en eau.

Cette eau, déjà rare, tend à devenir plus précieuse encore: Les besoins du pays croissent; le programme Algérien pour la mobilisation des ressources en eau est lié au développement des tous les secteurs de l'économie nationale, il va de pair avec la poursuite des objectifs prioritaires que la révolution algérienne s'est engagé à atteindre pour répondre à la demande de la nation, avec priorité à l'évaluation du niveau de vie des populations, l'élevation du niveau culturel

La mobilisation des ressources en eau placée sous la responsabilité du MINISTÈRE de L'HYDRAULIQUE

exige beaucoup de rigueur dans la mise en place des équipements.

C'est la raison pour laquelle le MINISTRE DE L'HYDRAULIQUE a élaboré un très vaste programme de barrage dont il a confié le rôle de Maître d'œuvre à la D.G.I.H.



# I TOPOGRAPHIE

## I.1 EMLACEMENT

Le site du Barrage de Bou-Hallou sur l'Oued Bou-Hallou est situé à 4.5 km environ au sud-est du Village d'EL-AZAÏZIA dans la région de TENES Wilaya de CHLEF

## I.2 ACCÈS AU SITE

L'accès au site du barrage se fera par la route nationale R.N 19 (fig N:4) qui mène de CHLEF à TENES.

Il existe une route qui mène au village d'EL-AZAÏZIA et qui s'arrête à 3 km environ du site.

Avant de commencer la construction du barrage, il serait préférable de prolonger la route sur les 3 km qui restent pour atteindre le site afin d'en faciliter l'accès.

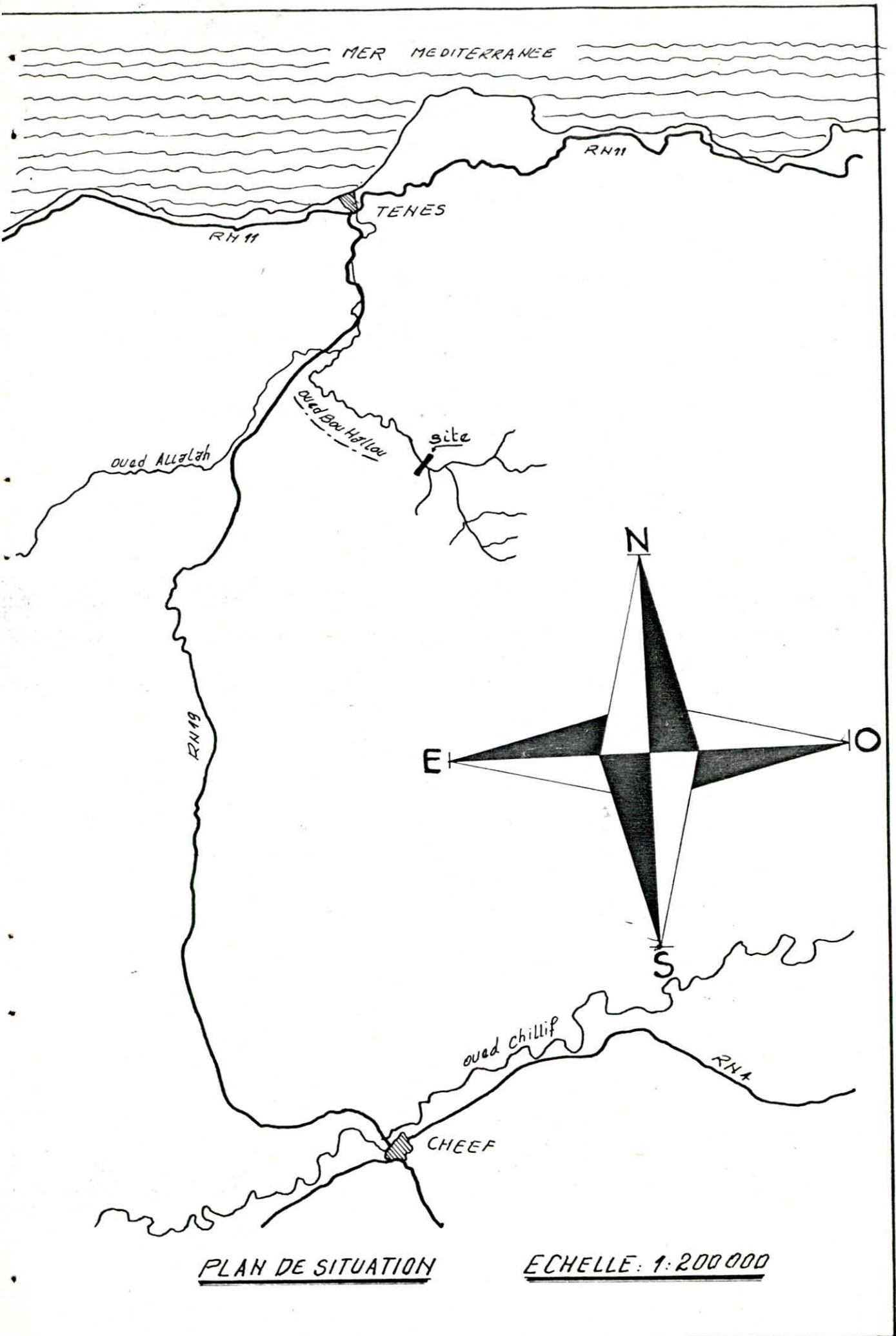
## I.3 TOPOGRAPHIE DU SITE

La région du site et de la cuvette est une région montagneuse. La caractéristique principale, est la gorge étroite à l'axe du barrage.

## I.4 EQUIPEMENT DU BASSIN VERSANT

Le bassin versant<sup>qui</sup> est un bassin de la région côtière de TENES, dont la superficie est de 116.6 km<sup>2</sup> se trouve dans les MONTS du Sahara. Il est limité au NORD et à l'OUEST par la plaine de BOU-HALLOU, à l'EST par les MONTS de BISSA.

Le système de drainage du bassin est constitué uniquement par les affluents de l'Oued BOU-HALLOU qui confluent et forment au site du barrage principal, l'Oued principal.



MER MEDITERRANEE

RN11

TENES

RN11

ouad Allalah

ouad Bou Hallow

site

RN19

E

N

O

S

ouad chillif

RN4

CHEEF

PLAN DE SITUATION

ECHELLE: 1:200 000

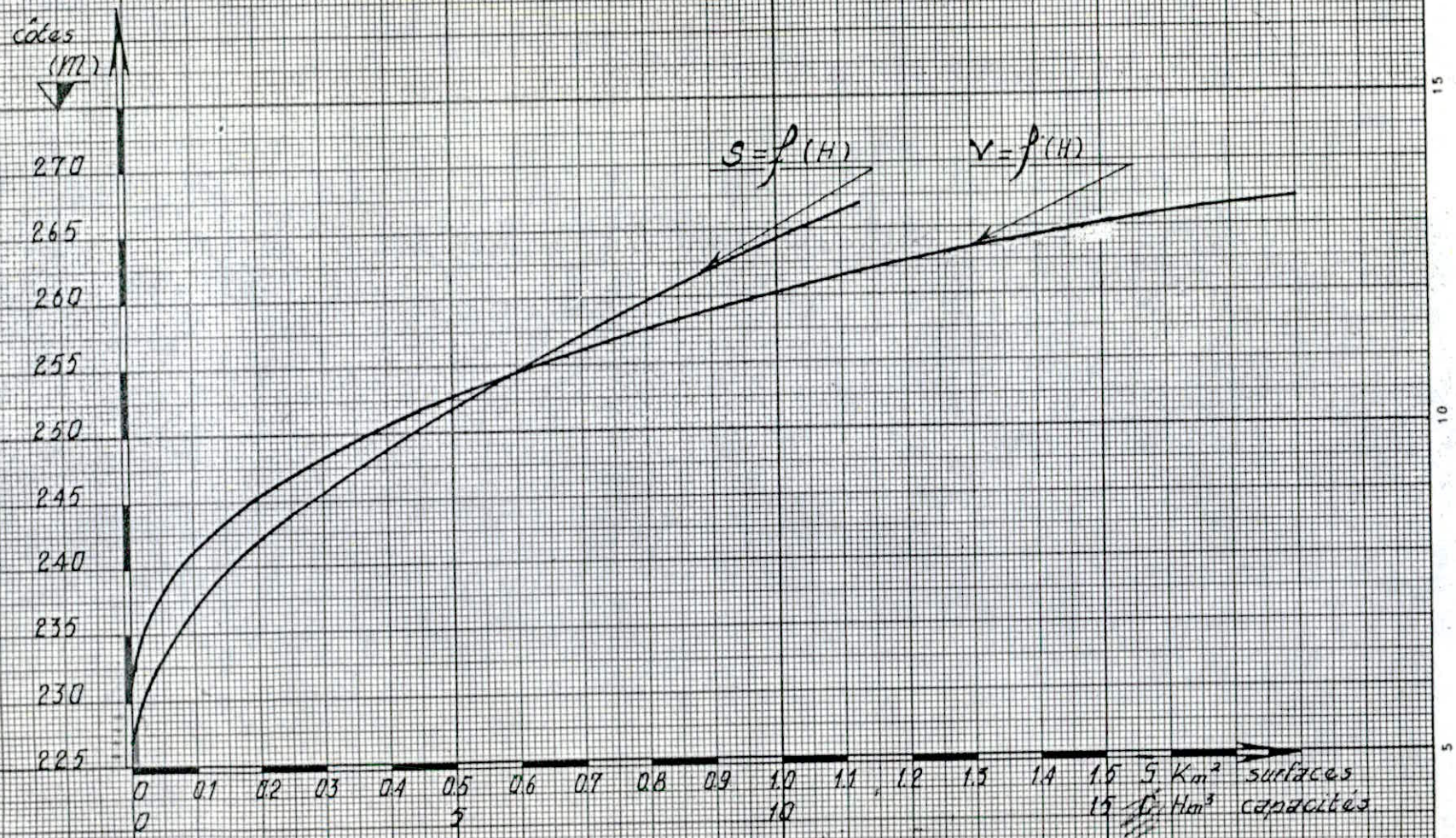


Les courbes de la capacité de retenue et de la surface en fonction de l'altitude sont représentées par le graphe suivant le tableau :

COTES (m)	225	235	240	245	250	255	260	265	270
SURFACES (km <sup>2</sup> )	0.00	0.07	0.16	0.28	0.44	0.62	0.82	1.05	1.25
CAPACITES (Hm <sup>3</sup> )	0.00	0.95	0.75	1.8	3.70	6.40	9.80	15.00	20.00



COURBES HAUTEURS-SURFACES, HAUTEURS-VOLUMES



5 km<sup>2</sup> surfaces  
15 hm<sup>3</sup> capacités



## II GEOLOGIE

### 2.1. RECONNAISSANCES EFFECTUEES

L'étude et la reconnaissance du site ont été effectuées en deux phases :

- La première phase : deux études géologiques ont été faites, l'une au site à l'échelle 1/1000, l'autre dans la cuvette à l'échelle 1/5000

- La deuxième phase : reconnaissances complémentaires du site par 15 sondages.

En amont du site cinq sondages ont été effectués, trois d'entre eux dans le lit de l'oued et un sur chaque rive.

Un essai de sondage (N° 55) est représenté sur la page N° 8.

Les coordonnées cartésiennes des sondages, sont dans le tableau suivant.

Sondages	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>	S <sub>5</sub>
X (m)	378506.00	378502.0	378451.0	378547.0	378490.0
Y (m)	446914.00	346972.0	346934.0	346996.0	346999.0
Z (m)	229.59	227.93	241.82	257.18	227.31
Remarques	Incliné	Incliné	Incliné	Incliné	Incliné

Profondeurs [m]

Nature Géologique

Coupe

Coordonnées du sondage

SONDAGE N° 5

	Gros éboulis de conglomérats à matrice un peu argileuse élément gréseux	
2	Conglomérats bien cimentés dans matrice peu abondante argileuse et surtout gréseuse (φ éléments 1cm moyen)	
4	Traces de circulation d'eau à 7.5-7.10m	
6		
8		
10	Conglomérats à matrice argileuse importante qui a été lavée par l'eau du sondage et rares intercalations de conglomérats à éléments bien cimentés quelques gros blocs gréseux traces de circulation de (7.10-12.5)m	
12		
14		
16		
18		
20	Sables argileux et argiles très sableuse à rares galets (φ max 1cm) de gros quartzites	
22	argiles rouges très sableuse	
24	Conglomérats à éléments gréseux amallés	
24	Conglomérats à éléments de taille 0.5cm	
24	Sable fin à terre rose très peu argileux	
24	Conglomérats à matrices argileuse	
24	Sables fins très légèrement argileux	
26	argiles verdâtres à très rares galets	
28		
30		
32	Conglomérats à matrices argileuse rouge	
36	Conglomérats très consolidés très cimentés (éléments gréseux et à rare matrice argileuse) miroir strié 35.10m	
38		
40	Sable d'origine tectonique de 37.2 à 38m	
40	Zone broyée et tectonisée dans conglomérats à matrice argileuse argiles lustrées	
42		
44	Sables argileux et argile sableuse avec petits éléments gréseux	
46	Conglomérat bien consolidés à gros blocs gréseux à matrice argileuse	
48		
50	Argiles rouges détritiques à rares petits galets (φ 1cm max)	
52		
54	Conglomérats à élément gréseux et à matrice argileuse	

X = 378490.12

Y = 346999.00

Z = 227.31



Les roches dans le site et ses environs sont composées principalement de :

- calcaires gréseux, calcaires marneux.
- conglomérats à ciment calcaire
- conglomérats de base miocène.
- Marnes grises et fines avec intercalations gréseuses.
- Marnes grises homogènes.
- schistes marneux, et lames de quartzites.

Quelques failles dans la zone de fondation, ainsi que sur les rives ont été observées.

Certaines de ces failles ont été retrouvées dans les sondages effectués.

Ces sondages ont montré l'hétérogénéité de la nature des roches dans la fondation et dans les rives.

En aval de l'axe du barrage, les travaux sur les rives seront rendus par le glissement de terrain.

### 2.3 PERMEABILITE

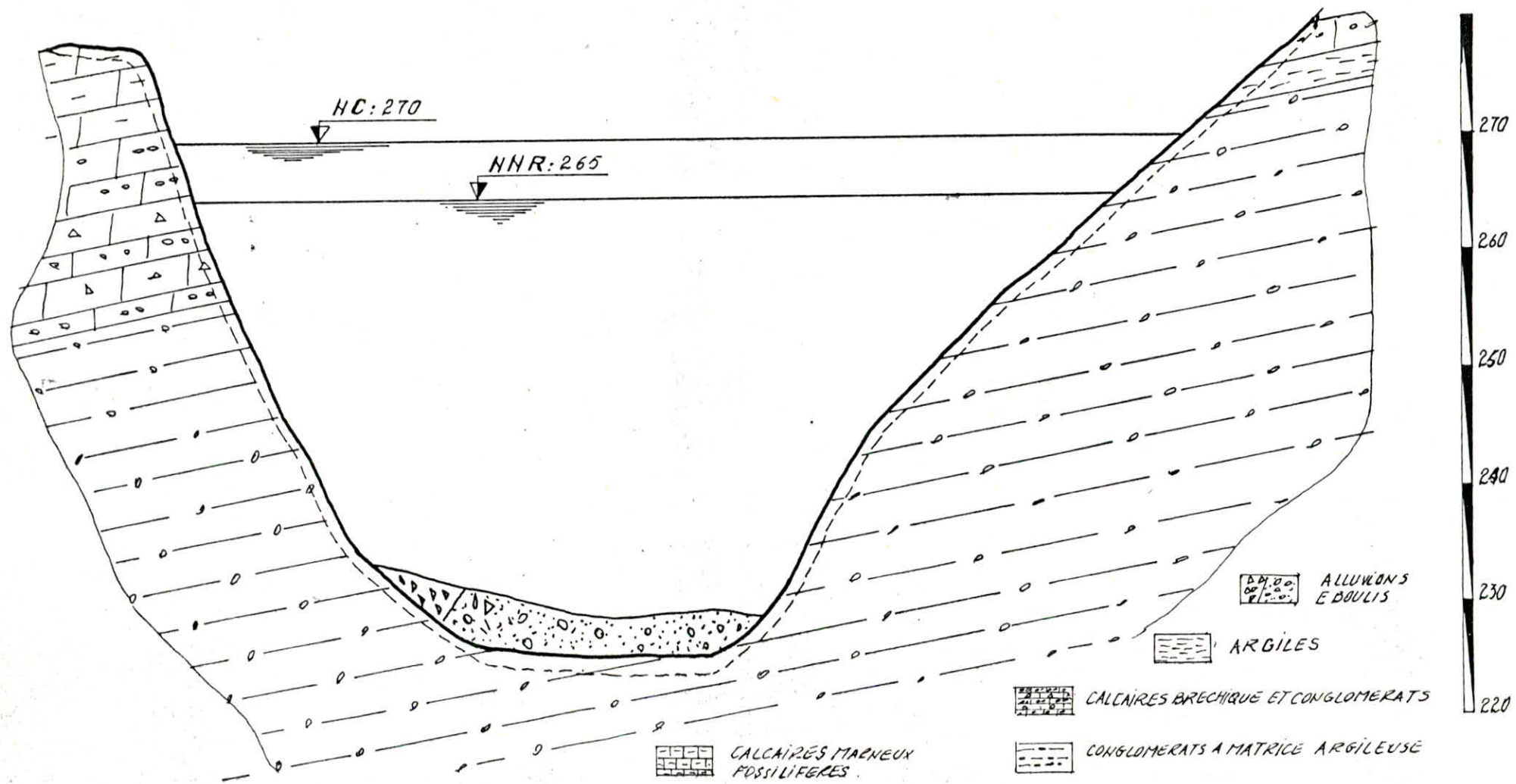
elle se présente comme suit:

- Les séries consolidées, les perméabilités sont très fortes.
- Les marnes grises : sont étanches.
- les conglomérats argileux constituent un rocher étanche.

### 2.4. GEOLOGIE DE LA CUVETTE

Les examens de la nature du terrain du terrain

# COUPE GEOLOGIQUE TRANSVERSALE DE LA CUVETTE





et des pentes de la cuvette nous prouvent qu'il n'y aura pas de glissement de terrain, une fois que le réservoir est plein.

La perméabilité de la cuvette ne nous causera pas de problème.

#### 2.5- SEISMICITE DE LA REGION

La région du site est à forte sismicité. Il est nécessaire de prendre un coefficient de sismicité correspondant. Ainsi que des précautions particulières doivent être prises contre le risque de liquéfaction du site et des argiles dans la digue.

## 2.6. ETUDES DES ZONES D'EMPRUNTS DE BOU-HALLOU

L'étude des zones d'emprunt de la cuvette de BOU-HALLOU nous a permis de différencier trois types de matériaux.

Des graves propres situées dans le lit majeur de l'oued.

La terrasse de l'oued est constituée de limons argileux à très rares lentilles gravilleuses et des graves à matrice argileuse.

## 2.7. PRELEVEMENTS EFFECTUES DANS LA CUVETTE

- Dans le lit majeur : le prélèvement a été effectué en deux zones.

Dans la 1<sup>ère</sup> on trouve des graves propres à granulométrie variée et des matrices plus argileuses.

Dans la seconde on remarque la présence des graves propres.

- Dans la terrasse : on distingue que cette terrasse est composée de deux sortes de matériaux : limons et graves à matrices argileuses.

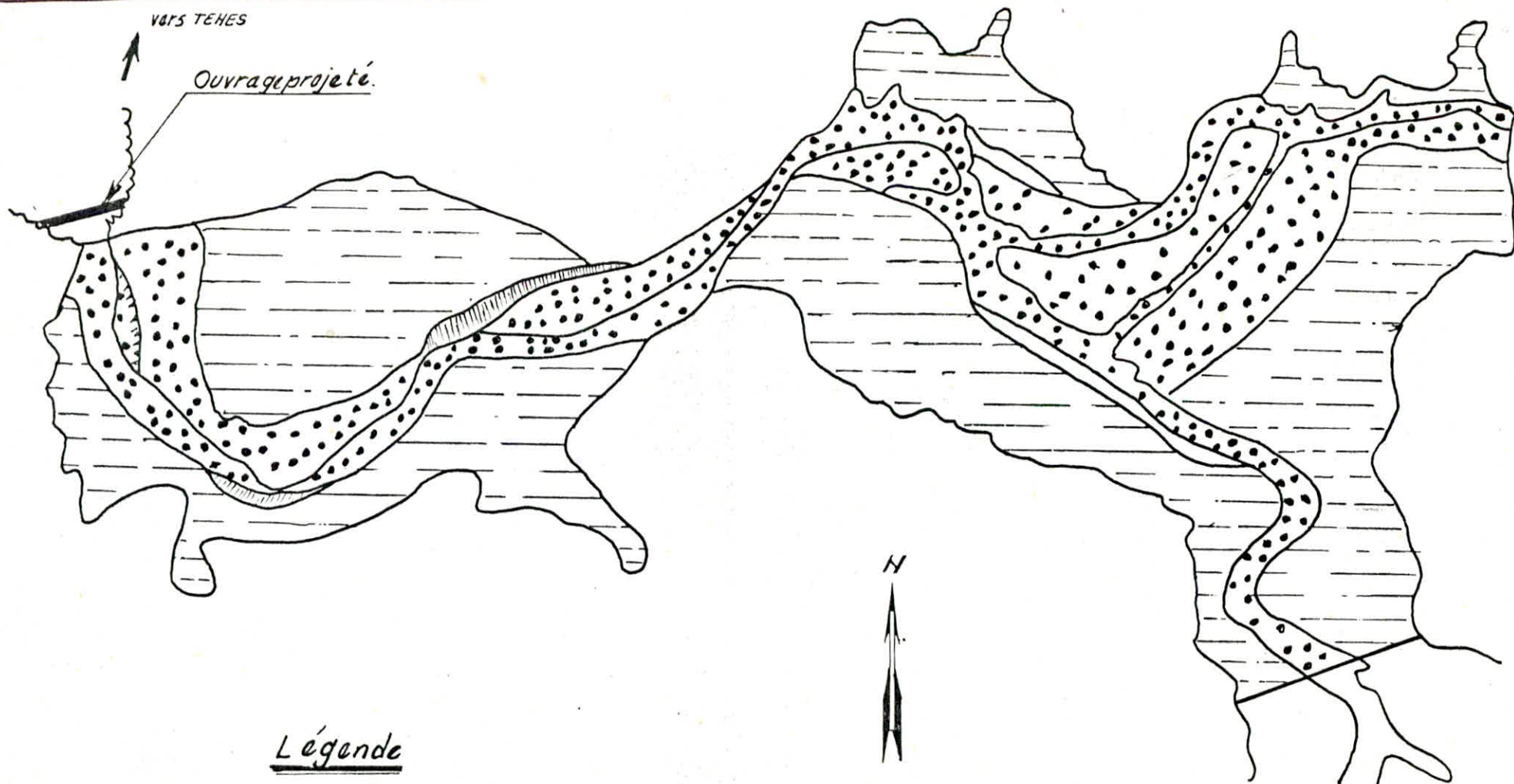
Dans les limons : le prélèvement a été effectué, en rive gauche entre le lieu de prélèvement et le site du barrage. Nous remarquons dans la fraction limoneuse, la présence des marnes roulées, ce qui montre que le transport a été effectué sur une faible distance.

Dans les graves à matrices argileuses : on remarque dans certains prélèvements que les limons atteignent une épaisseur de 2.5 m.






VARS TEHES

Ouvrage projeté.



Légende

-  Lit majeur : Graves propres
-  Limons argileux de la terrasse
-  Graves à matrice argileuse de la terrasse

Zones d'emprunt de la cuvette  
du BOU-HALLOU

ECH: 1/5000

## 2.8. ESTIMATION SUR LES VOLUMES

Cette étude a permis de différencier 3 types de matériaux. Tout d'abord des graves propres situés dans le lit majeur de l'oued.

Ensuite des limons argileux à très rares lentilles graveleuses et des graves à matrices argileuses. Ces deux matériaux constituant la terrasse de l'oued.

De nombreux prélèvements ont été réalisés sur l'ensemble de ces matériaux dans la zone d'affleurement

L'étude du volume de la digue avait permis de se rendre compte que la quantité disponible des matériaux était largement suffisante à la seule vue des matériaux alluvionnaire.

- limons argileux	368 500 m <sup>3</sup>
- Graves propres	174 000 m <sup>3</sup>
- Grave à matrice argileuse	309 000 m <sup>3</sup>

Ces chiffres montrent que les réserves sont nettement suffisantes pour la construction de notre digue.



## III

## HYDROLOGIE

Le bassin versant du barrage de BOU-HALLOU a une superficie de  $46.6 \text{ km}^2$ , son périmètre est de  $31.6 \text{ km}$

L'Altitude maximale est de  $996 \text{ m}$  alors que l'altitude moyenne est de  $504 \text{ m}$ .

La couverture végétale occupe environ 30 à 40 % de la surface.

En ce qui concerne les précipitations, la pluie annuelle moyenne est de  $700 \text{ mm}$ , la pluie maximale de 24 h est donnée dans le tableau suivant en fonction de la période de retour.

Période de retour (ANNÉES)	10	100	1000
PLUIE de 24 h (mm) RESULTATS Obtenues (mm)	122	177	233

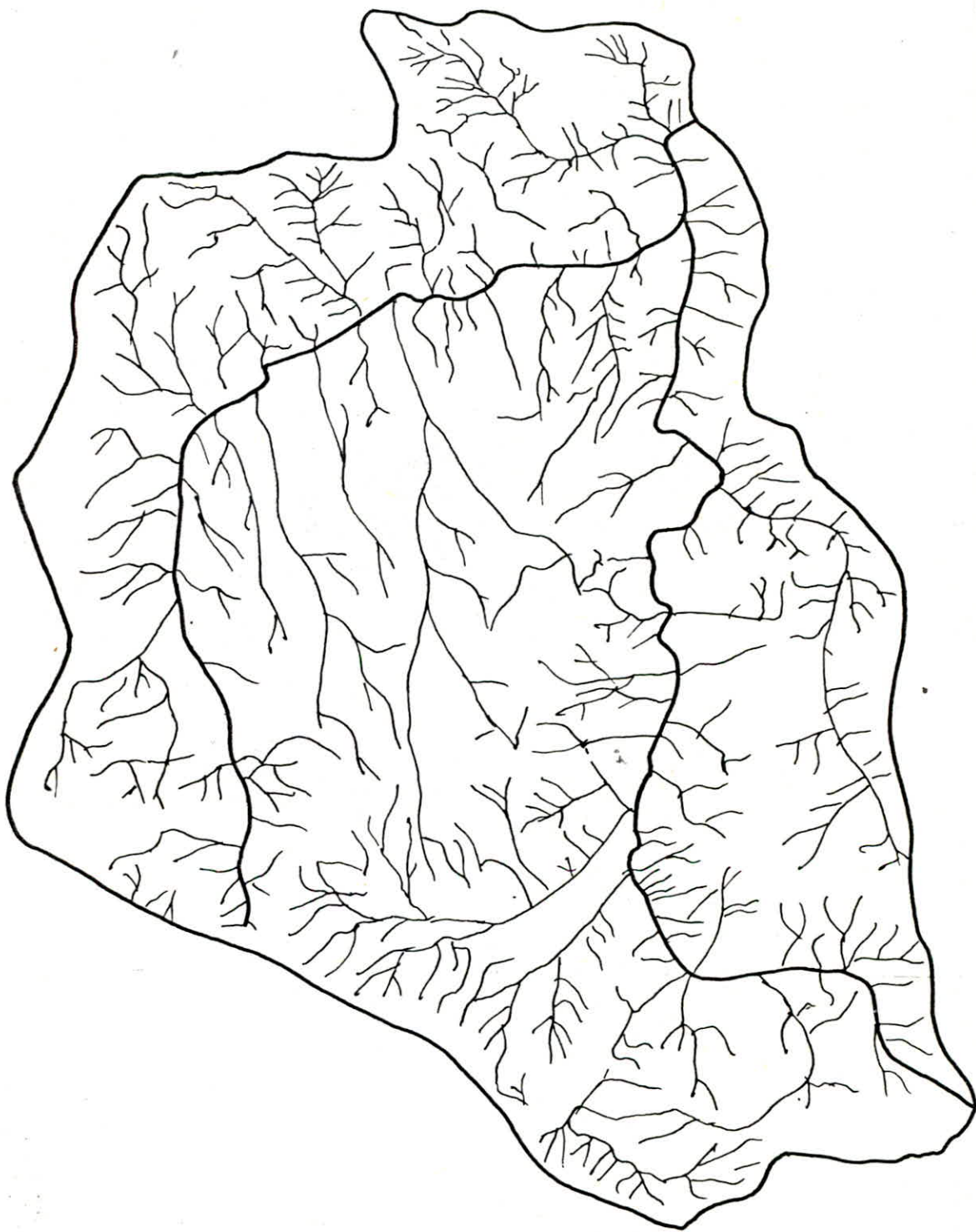
L'apport annuel moyen est de  $6.5 \text{ km}^3$

Les crues de l'oued BOU-HALLOU ont été estimées selon diverses méthodes, ce qui conduit aux valeurs suivantes.

Fréquences	Période de Retour (années)	RESULTATS Obtenues ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
0.90	10	215
0.99	100	300
0.999	1000	410

BASSIN VERSANT DE BOU-HALLOU

. Chevelu Hydrographique .



ECHELLE : 1/50 000



### 3.1 CARACTERISTIQUES HYDROGRAPHIQUES ET MORPHOLOGIQUES

TYPE DE PARAMETRES		UNITES	SYMBOLIS	VALEURS
Superficie du bassin versant		Km <sup>2</sup>	A	46.6
Perimetre du bassin versant		Km	P	31.6
Indice de compacité de GRAVELLUS		-	Kc	1.3
Rectangle équivalent	Longueur	Km	L	12.0
	Largeur	Km	ℓ	3.8
ALTITUDES	Maximale	m	H	996
	Minimale	m	H <sub>0</sub>	260
	Moyenne	m	H̄	504
Indice de pente		%	I <sub>p</sub>	0.24
Longueur du thalweg principal		Km	L	11.5
Densité de drainage		Km/Km <sup>2</sup>	Dd	3.2
Coefficient de torrentialité		-	Ct	27.8
Temps de concentration		Heures	Tc	3.5

## 3.2-HYDROGRAMMES DES CRUES

Pour tracer les hydrogrammes de crue du tableau précédent, on utilise la méthode de calcul suivante.

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

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

- une courbe de montée (son temps de base est le temps de concentration) voir page N° 21

elle a pour expression

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

$$t_m = t_c.$$

où

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

$Q_{\max}$  - débit maximum ou débit de pointe ( $m^3/s$ )

$t_m$  - temps de montée (en heure)

- une courbe de descente ayant pour temps de base de décrue qui est multiple du temps de montée.

elle admet pour expression

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



où  $Q(t')$  - débit à l'instant  $t'$  (en heure) après la pointe de la crue ( $m^3/s$ ).

$Q_{max}$  - débit maximum ou débit de pointe ( $m^3/s$ )

$t_d$  - Temps de décrue (en heure)

$$t_d = K \cdot t_m$$

où  $K$  est un coefficient proposé par SOKOLOVSKI qui est égal à 3.

Les exposants sont généralement égaux à

$$m = 2$$

$$n = 3$$

$$t_m = 3.5 \text{ heures,}$$

## HYDROGRAMME DE CRUES

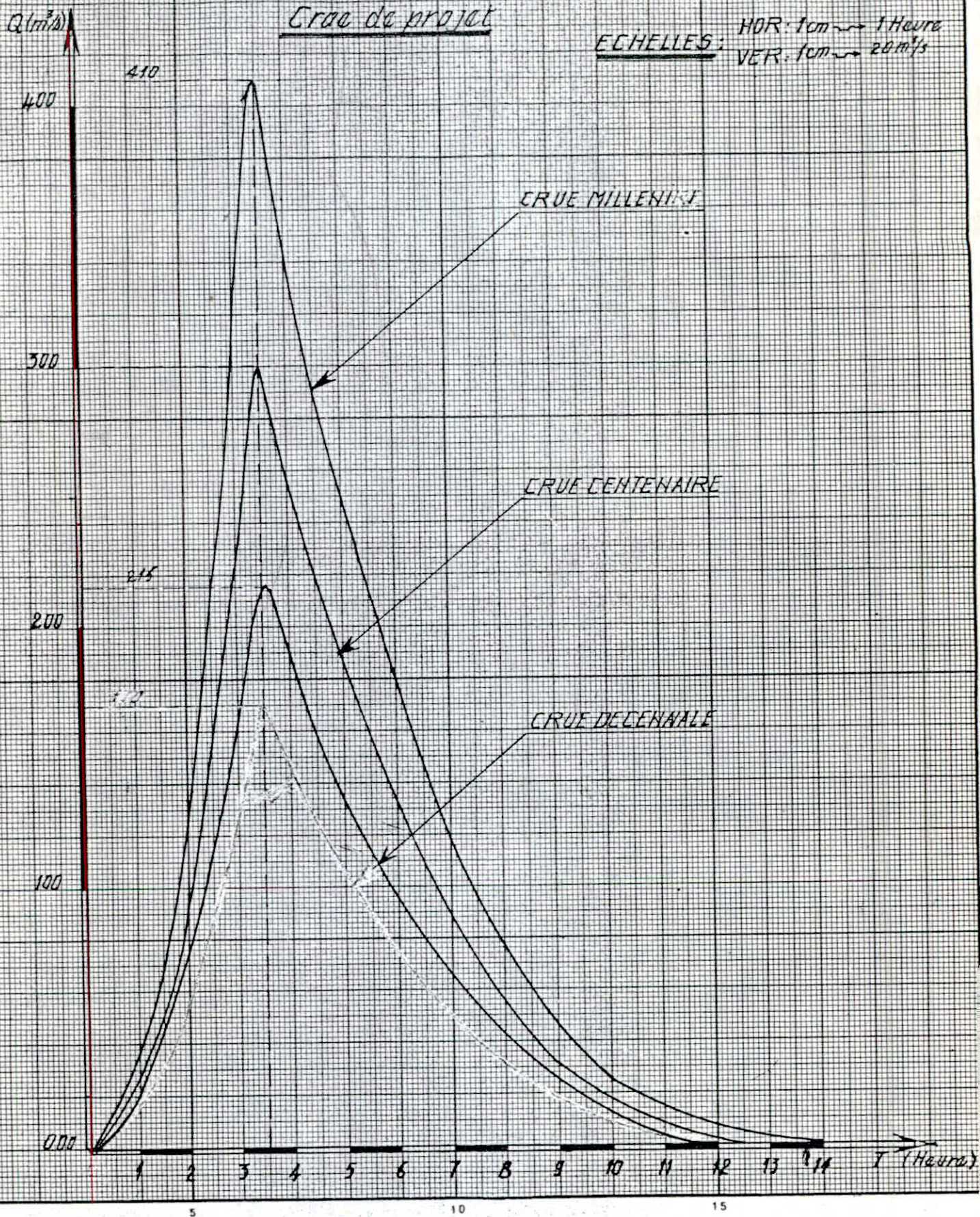
$t$ (en heure)	Débits ( $m^3/s$ ) 0.1	Débits ( $m^3/s$ ) 0.01	Debits ( $m^3/s$ ) 0.001.
0.0	0.0	0.0	0.0
1.0	20.0	24.5	33.5
2.0	69.0	98.0	134.0
3.0	160.0	220.0	301.0
3.5	215.0	300.0	410.0
4.0	186.0	259.0	364.0
5.0	137.0	189.0	258.0
6.0	106.0	133.0	184.0
7.0	80.0	89.0	120.0
8.0	64.0	56.0	76.5
9.0	40.0	32.0	48.0
10.0	23.0	17.0	23.0
11.0	13.0	7.0	14.0
12.0	6.0	2.0	8.0
13.0	0.0	0.0	4.0
14.0	0.0	0.0	0.0



# HYDROGRAMME DES CRUES

Crue de projet

ECHELLES: HOR: 1cm  $\rightarrow$  1 Heure  
VER: 1cm  $\rightarrow$  20 m<sup>3</sup>/s





### CARACTERISTIQUES PRINCIPALES DU BARRAGE DE BOU-HALLOU

Bassin versant de l'Oued Bou-Hallou au site du barrage . . . . .	46.6 Km <sup>2</sup>
Apport moyen annuel . . . . .	6.5 Hm <sup>3</sup>
Côte de la crête du barrage . . . . .	270.00 m
Longueur de la crête du barrage . . . . .	97.00 m
Hauteur maximale au-dessus des fondations . . . . .	48.00 m
Type de l'évacuateur . . . . .	En puits
Debit maximum à évacuer . . . . .	250 (m <sup>3</sup> /s)
Côte du seuil du devrsoir . . . . .	265 (m)
Capacité de la retenue (côte 265 m) . . . . .	14.6 Hm <sup>3</sup>
Volume régularisé . . . . .	5.2 Hm <sup>3</sup>
Volume utile . . . . .	12.62 Hm <sup>3</sup>
Volume mort . . . . .	1.98 Hm <sup>3</sup>



## IV BARRAGE

### 4.1 - BUT DU BARRAGE

L'accumulation d'eau est le but principal du barrage, servant à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adapter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

L'un des buts consiste à protéger les riveains avals contre les crues en emmagasinant celles-ci ou leur majeure partie de façon à éviter autant que possible les dégâts dus aux inondations.

### 4.2 - TYPE DE BARRAGE A ENVISAGER

#### VARIANTE BETON :-

La construction d'une digue en béton a été rejetée pour les raisons suivantes :

- Perméabilité et tassements différentiels
- Sismicité de la région
- Existence des failles
- Glissement des terrains
- Hétérogénéité des fondations (conglomérats de base, miocène conglomérats à ciment calcaire etc.....)
- Matériaux de constructions pour la digue en terre disponible.

#### VARIANTE EN TERRE OU EN TERRE-ENROCHEMENT

A partir des données de l'étude géologique de la zone du site du barrage et de la région avoisinante, nous ne disposons pas de grès convenablement exploitable pour la construction d'un barrage en enrochement

Par contre la construction d'une digue en terre a été rendue possible, vu l'existence d'une quantité disponible de matériaux.

L'étude des zones d'emprunt de la cuvette de Bou-Hallou a permis de différencier trois types de matériaux.

- graves propres de volume estimé à peu près  $174.000 \text{ m}^3$  situées dans le lit majeur de l'oued et la profondeur visible grâce aux affleurements naturels atteint au minimum 1.5 m
- limons argileux aux très rares lentilles graveleuses de volume à peu près  $369500 \text{ m}^3$ .
- Graves à matrice argileuse de volume approximatif de  $309.000 \text{ m}^3$

#### 4.3. CORPS DU BARRAGE PRINCIPAL :

Le barrage à travers la gorge de l'oued sera une digue en remblai, la longueur de la crête sera d'environ 97.0 m à la cote nominale de la crête 270.0 m au dessus du niveau de la mer. La cote actuelle de l'oued est de 225.0 m. Les fouilles de la tranchée du noyau imperméable dans le fond de la vallée devraient descendre à 3 m jusqu'à la cote 222.0 m, ainsi la hauteur maximum du barrage serait de 48.0 m au-dessus de ses fondations les plus basses.

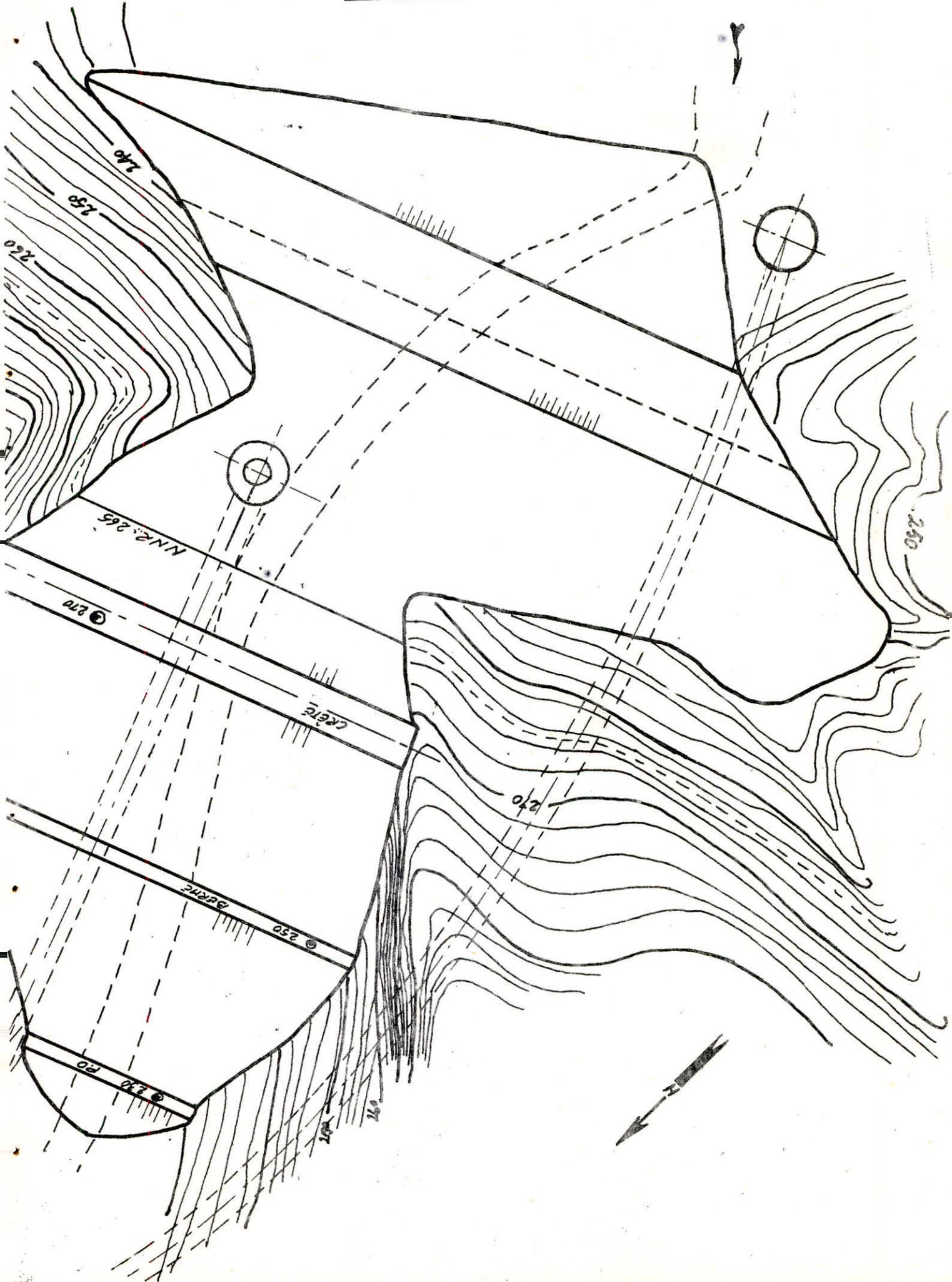
#### 4.4. VOLUME MORT OU GARDE D'ENVASEMENT :

##### 4.4.1. VOLUME MORT

C'est la partie du lac qui sera colmatée aux dépôts solides durant la période de fonctionnement du barrage.



PLAN D'ENSEMBLE DU BARRAGE DE  
BOU-HALLOU



$$V_m = \frac{T_a \cdot A \cdot T}{\gamma}$$

$T_a$  : apport solide spécifique exprimé en  $t/km^2/an$

$T$  : temps de fonctionnement du barrage

$A$  : Superficie du bassin versant exprimé en  $km^2$

$\gamma$  : Poids spécifique des matériaux transportés

$$V_m = \frac{1700 \cdot 46,6 \cdot 30}{1,2} = 1,98 \text{ km}^3$$

Le volume mort de  $1,98 \text{ km}^3$ , correspond à une hauteur de  $20,0 \text{ m}$ , soit à une cote de  $245,0 \text{ m}$  (voir courbe hauteur-capacité)

#### 4.4.2. VOLUME UTILE :

Le volume utile sera égal à :

$$\begin{aligned} V_{ut} &= V_{NNA} - V_m \\ &= 14,6 - 1,98 = 12,62 \text{ km}^3 \end{aligned}$$

Il correspond à la cote  $263,0 \text{ m}$

#### 4.5. NIVEAU DES PLUS HAUTES EAUX :

Le seuil du réservoir étant calé à la cote de la crête (NNA).  
Nous obtenons après laminage de la crue, une charge maximale au dessus de cette cote de  $2,0 \text{ m}$  (voir chapitre de l'évacuateur de crue)

Nous obtenons ainsi la cote du niveau des plus hautes eaux égale

$$\begin{aligned} NR_{Max} &= NNA + h_{dmax} \\ &= 265 + 2 = 267 \text{ m} \end{aligned}$$



## 4.6 - CALCUL DE LA REVANCHE

La revanche au dessus des plus hautes eaux correspond à la cote maximale probable et elle assure la sécurité de l'ouvrage contre les déferlements des vagues que le vent peut provoquer dans la retenue, elle sert également à compenser le tassement du barrage après sa réalisation.

Cette revanche peut être calculée selon différentes formules :

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

H - hauteur des vagues

V - vitesse de propagation des vagues

a = 1 m - Marge de sécurité choisie suivant le risque de submersion.

Nous utilisons plusieurs formules pour déterminer la hauteur des vagues, ainsi que la vitesse de propagation des vagues

## - FORMULE de MALLET PACQUANT

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{L}$$

L - longueur de FETCH en km

$$H = 0,5 + 0,33\sqrt{2} = 0,97 \text{ m}$$

## - FORMULE de STEVENSON

$$H = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

$$= 0,75 + 0,34\sqrt{2} - 0,26\sqrt[4]{2} = 0,92 \text{ m}$$

## - FORMULE de GAILLARD

$$V = 1,50 + 2H$$

## Calcul des vitesses

## - STEVENSON

$$V = 1.50 + 2H$$

$$H = 0.92 \text{ m}$$

$$V = 1.50 + 2 \times 0.92$$

$$V = 3.34 \text{ m/s}$$

$$R = 0.75 + \frac{(3.34)^2}{2 \times 9.81} + 1 = 2.26 \text{ m}$$

## - MALLET PACQUANT

$$V = 1.50 + 2H$$

$$H = 0.97 \text{ m}$$

$$V = 1.50 + 2 \times 0.97$$

$$V = 3.44 \text{ m/s}$$

$$R = 0.75 \times 0.97 + \frac{(3.44)^2}{2 \times 9.81} + 1 = 2.33 \text{ m}$$

## - FORMULE SIMPLIFIÉE

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{L} + a$$

$$a = 1 \text{ m}$$

$$L = 2 \text{ km}$$

$$R = 1 + 0.3 \sqrt{2} + 1 = 2.42 \text{ m}$$

## - FORMULE de BELOKONEV

$$R = h_{\text{def}} + \Delta H + a$$

$h_{\text{def}}$  (m) - hauteur de déferlement des vagues au talus amont



$W = 15 \text{ m/s}$  valeur estimée dans la région  
d'où

$$W_{40} = 1.25 \times 15 = 19 \text{ m/s}$$

$H_1$  - hauteur du bief-amont

$\alpha$  - Angle entre la direction du vent et l'axe  
horizontal de la retenue  $\alpha = 0$

$$\Delta H = 2 \cdot 10^{-3} \frac{(19)^2 \times 1 \times 2}{9.81 \times 42} = 0.003 \text{ m}$$

$h_{def}$  est calculée d'après la formule suivante.

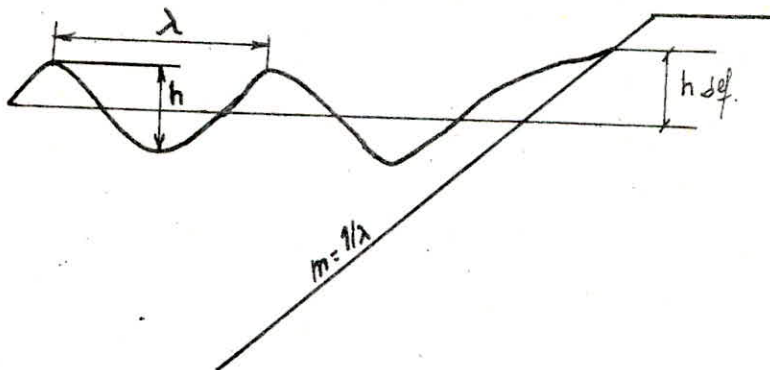
$$h_{def} = \frac{2 \cdot k_2 \cdot h}{m_1} \sqrt{\frac{\lambda}{h}}$$

$\lambda$  - longueur de la vague.

$h$  - hauteur de la vague

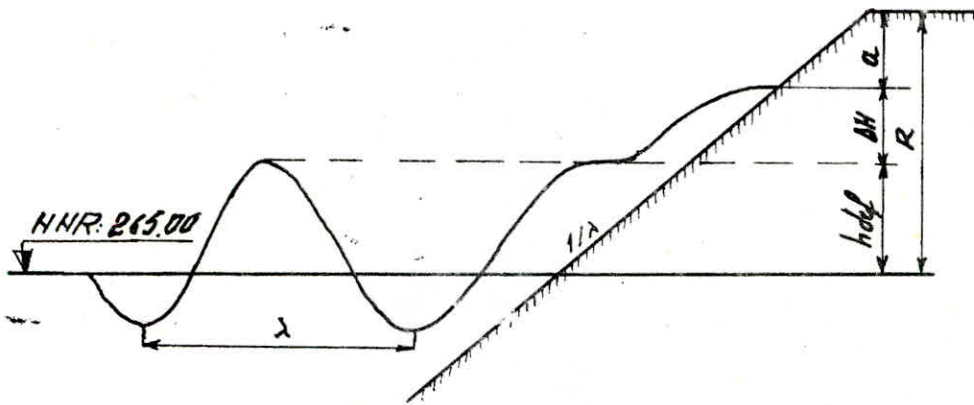
$k_2$  - Coefficient de rugosité de la protection du talus amont.

$m_1$  - pente du talus amont.



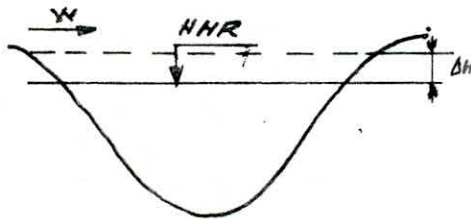
$\Delta H$  (m) - relevement du plan d'eau provoqué par le vent.

$$a = 1 \text{ m}$$



$\Delta H$  est calculée d'après la formule

$$\Delta H = 2 \cdot 10^{-3} \frac{W_{10}^2 D \cos \alpha}{g H}$$



$D$  - longueur de FETCH en km

$W_{10}$  - vitesse du vent à la hauteur 10 m du (dessus du) niveau de la retenue

$$W_{10} = 1.25 W$$

$W$  - vitesse du vent à la hauteur 2 m par rapport à la surface de la retenue



Nous déterminons  $K_v$  du tableau ci-dessous

caractéristique de revêtement du talus amont	$K_v$
Béton bitumineux	1.0
Béton	0.90
Pierre	0.75 ÷ 0.80
Pierre tout-venant	0.65 ÷ 0.55

Nous déterminons  $h$  et  $\lambda$  selon différentes formules

- FORMULE d'ANDRIANOV

$$h = 0.0208 W^{5/4} D^{1/3}$$

$$h = 0.0208 \times (15)^{5/4} \times 2^{1/3} = 0.77 \text{ m}$$

$$\lambda = 0.304 W D^{1/2}$$

$$\lambda = 0.304 \times 15 \times 2^{1/2} = 6.45 \text{ m}$$

- FORMULE de LABZOYSKI

$$h = 0.073 K W \sqrt{D E}$$

$$\lambda = 0.037 W \sqrt{\frac{D}{E}}$$

Ainsi nous déterminons  $K$  et  $E$  d'après ces formules

$$K = 1 + e^{-0.4D/W}$$

$$= 1 + e^{-0.4 \cdot 2/15} = 1.95$$

$$E = \frac{1}{9 + 9e^{-10/15}}$$

$$= \frac{1}{9 + 9e^{-10/15}} = 0.08$$

$$h = 0.073 \times 1.95 \times 15 \sqrt{2 \times 0.08} = 0.85 \text{ m}$$

$$\lambda = 0.037 \times 15 \sqrt{\frac{2}{0.08}} = 2.78 \text{ m}$$

- D'après le tableau N° 33 Nous aurons

$$\lambda = 6.32 \text{ m}$$

$$h = 0.75 \text{ m}$$

$$h_{def} = \frac{2 \times 0.75 \times 0.77}{2.5} \sqrt{\frac{6.45}{0.77}} = 1.47 \text{ m}$$

avec :

$$h = 0.77 \text{ m}$$

$$\lambda = 6.45 \text{ m}$$

$$K_2 = 0.75$$

$$m_1 = 2.5$$

$$R = 1.47 + 0.003 + 1 = 2.47 \text{ m}$$

- Selon la formule de STEVENSON  $R = 2.26 \text{ m}$

- Selon la formule de MALLET PACQUANT  $R = 2.33 \text{ m}$

- Selon la formule simplifiée  $R = 2.42 \text{ m}$

- Selon la formule de BELLOKONEY  $R = 2.47$

Pour le barrage de Bou-Hallou, on a aménagé une revanche de 3.0 m par mesure de sécurité.

#### 4.7. COTE DE LA CRÊTE

La cote de la crête sera obtenue, en additionnant à la cote des plus hautes eaux la revanche de sécurité



GRANDEURS DES ELEMENTS DES VAGUES  $h_0$  et  $\lambda_0$  en mètres

ELAN DU VENT $D$ , Km	CAMBRURE DE VAGUE															
	1/10		1/12		1/13		1/14		1/15		1/17		1/18		1/19	
	VITESSE DE CALCUL DU VENT $W$ , m/s															
	6		8		10		12		14		16		18		20	
	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$	$h_0$	$\lambda_0$
0,2	0,12	0,62	0,16	0,90	0,10	1,18	0,21	1,47	0,23	1,77	0,26	2,16	0,28	2,48	0,30	2,85
0,5	0,19	0,99	0,23	1,42	0,28	1,86	0,53	2,32	0,36	2,80	0,40	3,42	0,43	3,93	0,47	4,49
1,0	0,27	1,39	0,32	2,01	0,40	2,64	0,76	3,29	0,52	3,95	0,56	4,83	0,61	5,56	0,68	6,36
2,0	0,37	1,97	0,45	2,84	0,55	3,72	1,06	4,66	0,72	5,58	0,78	6,84	0,85	7,85	0,93	9,00
4,0	0,49	2,78	0,61	4,02	0,75	5,26	1,48	6,60	1,00	7,92	1,08	9,65	1,18	11,11	1,28	12,72
6,0	0,57	3,40	0,73	4,91	0,89	6,45	1,85	8,05	1,19	9,70	1,30	11,80	1,42	13,65	1,56	15,68
8,0	0,62	3,94	0,79	5,68	0,99	7,45	2,18	9,32	1,34	11,20	1,46	13,68	1,60	15,70	1,75	18,02
10,0	0,66	4,40	0,85	6,36	1,07	8,32	2,48	10,42	1,46	12,50	1,59	15,28	1,76	17,60	1,93	20,18
15,0	0,74	5,40	0,96	7,80	1,21	10,40	3,17	12,78	1,68	15,30	1,85	18,70	2,06	21,55	2,24	24,67
20,0	0,80	6,30	1,00	9,00	1,25	11,30	3,60	14,60	1,80	17,50	2,10	21,60	2,30	24,90	2,50	28,50
40,0	0,90	8,80	1,10	12,80	1,50	16,60	4,90	20,90	2,10	24,50	2,40	31,20	2,70	35,00	3,10	41,40
60,0	1,10	10,80	1,10	15,60	1,70	20,40	6,10	25,50	2,40	30,60	2,80	38,40	3,00	42,70	3,40	49,30
80,0	1,20	12,50	1,50	18,60	1,90	23,60	7,30	30,40	2,50	35,40	2,90	44,50	3,20	49,50	3,60	57,00
100,0	1,40	13,90	1,50	20,10	2,10	26,30	8,50	33,00	2,60	39,60	3,00	48,20	3,40	55,70	3,80	63,80

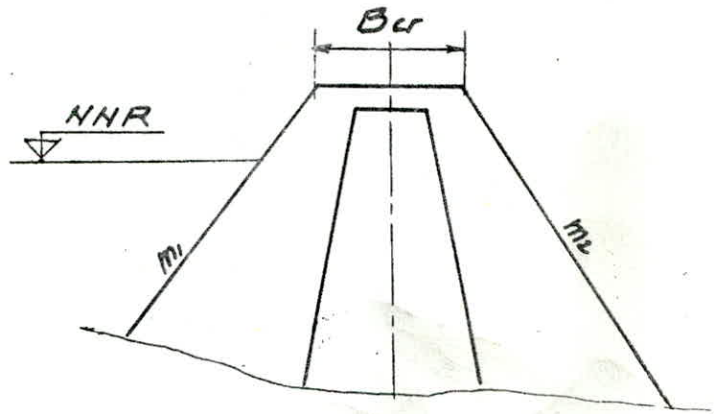
$$\begin{aligned} \text{côte de la crête} &= \text{Côte du NNR} + R \\ &= 267 + 3 = 270 \text{ m} \end{aligned}$$

#### 4.8. HAUTEUR MAXIMALE DU BARRAGE

Au niveau de la section maitresse, on excavera 3,0 m dans les alluvions pour y asseoir le noyau d'argile, cela nous donnera une hauteur maximale égale à 48.0 m

$$H_b = 48.0 \text{ m}$$

#### 4.9. LARGEUR DE LA CRETE DU BARRAGE :



La largeur de la crête doit assurer une sécurité suffisante contre tout risque de submersion par les vagues.

Elle dépend de plusieurs facteurs et notamment les risques de tremblement de terre et de la longueur minimale du chemin d'infiltration et aussi de la catégorie du barrage et de la catégorie de la route.

Crois formules empiriques sont proposées pour le calcul de la largeur de crête.

— FORMULE de T.T. KNAPPEN



$$B_{ca} = 1.65 \sqrt{H}$$

$$= 1.65 \sqrt{48} = 11.43 \text{ m}$$

- FORMULE E.F. PREECE

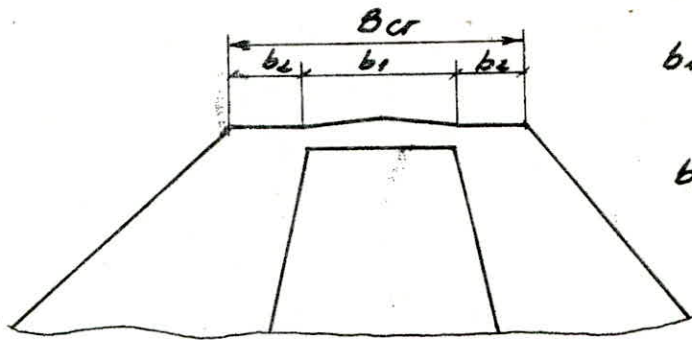
$$B_{ca} = 1.1 \sqrt{H} + 1$$

$$= 1.1 \sqrt{48} + 1 = 8.62 \text{ m}$$

- FORMULE

$$B_{ca} = 3.6 \sqrt{H} - 3$$

$$= 3.6 \sqrt{48} - 3 = 10 \text{ m}$$



$b_1$ : largeur de la crête  
partie de la route

$b_2$ : largeur du bas côté

LES PARAMETRES DE LA CRÊTE ADOPTÉS EN FONCTION DE LA  
LA CATEGORIE DE LA ROUTE.

PARAMETRES	CATEGORIE DE LA ROUTE EN (m)			
	I	II	III	IV
$B_{cr}$	$\geq 27.5$	15.00	12.00	10.00
$b_1$	$\geq 15.00$	7.50	7.00	6.00
$b_2$	$\geq 3.75$	2.50	2.50	2.00

## 4.10. LONGUEUR EN CRETE DU BARRAGE

On mesure directement la longueur  $L$  sur la vue en plan du barrage (planche N°3)

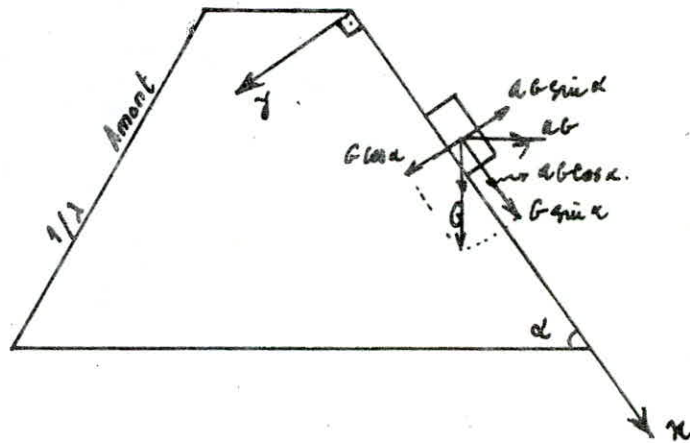
$$L = 97 \text{ m}$$

## 4.11. PENTE DES TALUS

Dans le cas des barrages en terre, il n'existe pas de formules théoriques, ou empiriques qui permettent de calculer les pentes des talus.

En pratique, on admet des pentes qui paraissent optimales, compte tenu de la hauteur et on vérifie par une étude de stabilité.

Nous étudions la stabilité d'une pierre reposant sur le talus aval dont la pente sera déterminée.



$\Sigma F_p$  - Somme des forces parallèles au talus

$\Sigma F_a$  - Somme des forces perpendiculaires au talus

$\alpha$  - Angle du talus

Pour assurer la stabilité de la pierre, il faut que le rapport.



$$\frac{\Sigma F_p}{\Sigma F_o} \leq \frac{tg\varphi}{K}$$

$$\Sigma F_p = G \cdot \sin \alpha + a G \cdot \cos \alpha$$

$$\Sigma F_o = G \cdot \cos \alpha - a G \cdot \sin \alpha$$

$f$  - étant égale à  $tg\varphi$

$\varphi = 35^\circ$  - Angle de frottement de la pierre avec le talus

$K = 1.05$  - coefficient de sécurité admis en Algérie

$$\frac{mg(\sin \alpha + a \cdot \cos \alpha)}{mg(\cos \alpha - a \sin \alpha)} \leq \frac{tg\varphi}{K}$$

$$\frac{\sin \alpha + a \cos \alpha}{\cos \alpha - a \sin \alpha} = \frac{tg\varphi}{K}$$

$$\frac{a \cotg \alpha + 1}{\cotg \alpha - a} = \frac{tg\varphi}{K}$$

$a$  - Accélération de tremblement de terre (valeur estimée dans la région)

$$\cotg \alpha = \frac{K + a \cdot tg\varphi}{tg\varphi - a \cdot K} = \frac{1.05 + 0.12 \cdot tg 35}{tg 35 - 0.12 \cdot 1.05}$$

$$\cotg \alpha = 1.97 \approx 2.0$$

$$\lambda_{\text{aval}} = \cotg \alpha = 2.0$$

$$\lambda_{\text{amont}} = 1.2 \times \lambda_{\text{aval}} = 2.5$$

#### 4.12. PROTECTION DES TALUS DU BARRAGE:

Les talus doivent être protégés contre les dangers d'érosion provoqués par les vagues de la retenue par le ruissellement de la pluie ou par le vent.

Il faut parfois prévoir une protection contre les animaux fouisseurs qui peuvent creuser des terriers à travers les petites digues.

## 4.12.1 - TALUS AMONT

Il est généralement protégé contre le battillage par un enrochement et revêtement perméable qui repose sur un filtre.

Cette protection est destinée à éviter que les matériaux terreux qui constituent le talus ne soient pas érodés par les vagues qui se forment dans la partie supérieure de la retenue sous l'action du vent.

Les éléments de l'enrochement doivent être tels que 50% des pierres aient un diamètre supérieur à 35 cm.

Les dimensions de l'enrochement, peuvent être dimensionnées théoriquement, en fonction de la hauteur des vagues, et de la vitesse des vagues, d'après la formule suivante.

$$Q = n \cdot \frac{0.025 \delta_p \times \delta \cdot h^2 \cdot \lambda}{(\delta_p - \gamma) \sqrt{1 + m^2}}$$

$Q$  - poids de la pierre

$\delta_p = 2 \text{ t/m}^3$  - poids volumique de la pierre saturée

$\gamma_w = 1 \text{ t/m}^3$  - poids volumique de l'eau

$h$  - hauteur de la vague

$\lambda$  - longueur de la vague

$n = 1.25$  - Coefficient de sécurité pour la pierre classée.

$$Q = 1.25 \cdot \frac{0.025 \times 2 \times 1 \times (0.77)^2 \times 6.45}{(2-1) \sqrt{1+(2.5)^2}} = 0.077 \text{ t}$$

Le diamètre d'une pierre réduite en sphère

$$D_p = \frac{Q}{0.524 \delta_p} = \frac{0.077}{0.524 \times 2} = 0.42 \text{ m}$$

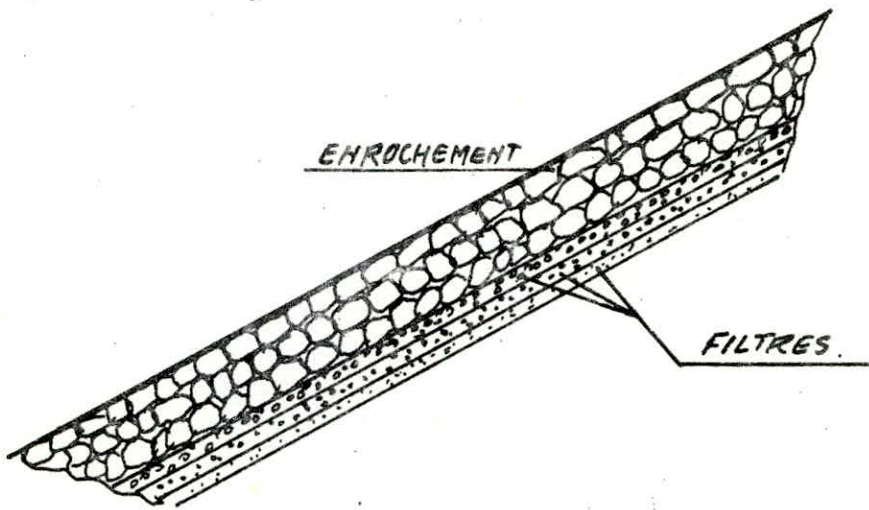


Comme nous avons la condition que l'épaisseur de la protection du talus  $t$  soit supérieure ou égale à 2,5 fois le diamètre de la pierre.

$$t \geq 2.5 D_p \Rightarrow t \geq 2.5 \times 0.41$$

$$t = 1 \text{ m.}$$

Pour plus de sécurité nous adoptons une épaisseur, qui est égale à 1 m d'enrochement.



#### 4.12.2 TALUS AVAL

Le parement aval du barrage, ne devra être protégé que contre l'érosion produite par le ruissellement des eaux de pluie, l'on envisage qu'il conviendrait d'utiliser les enrochements comme celui de l'amont.

#### 4.13 NOYAU EN ARGILE

L'argile est largement disponible à proximité du site. Nous avons opté pour un noyau symétrique de ce matériaux qui descend jusqu'à la roche non altérée sur les versants et à 3 m sous les alluvions dans le lit de l'oued

Nous adoptons un fruit pour le talus du noyau de 0.22, et cela nous donne une largeur à la base égale à 25 m, et une largeur en crête égale à 6.0 m.

#### 4.14 PRISME DE DRAINAGE

Dans le but de rabattre la ligne phréatique et augmenter la stabilité du talus aval, nous disposons d'un prisme de drainage au pied du talus aval.

- Largeur en crête égale à 3.0 m
- La hauteur est de 5.0 m
- Une pente à l'aval de 1:2.0 et en amont de 1:1.0

#### 4.15 FILTRES

Ils jouent un rôle considérable, dans la sécurité du barrage, et permettent de réduire les risques de sous-pression.

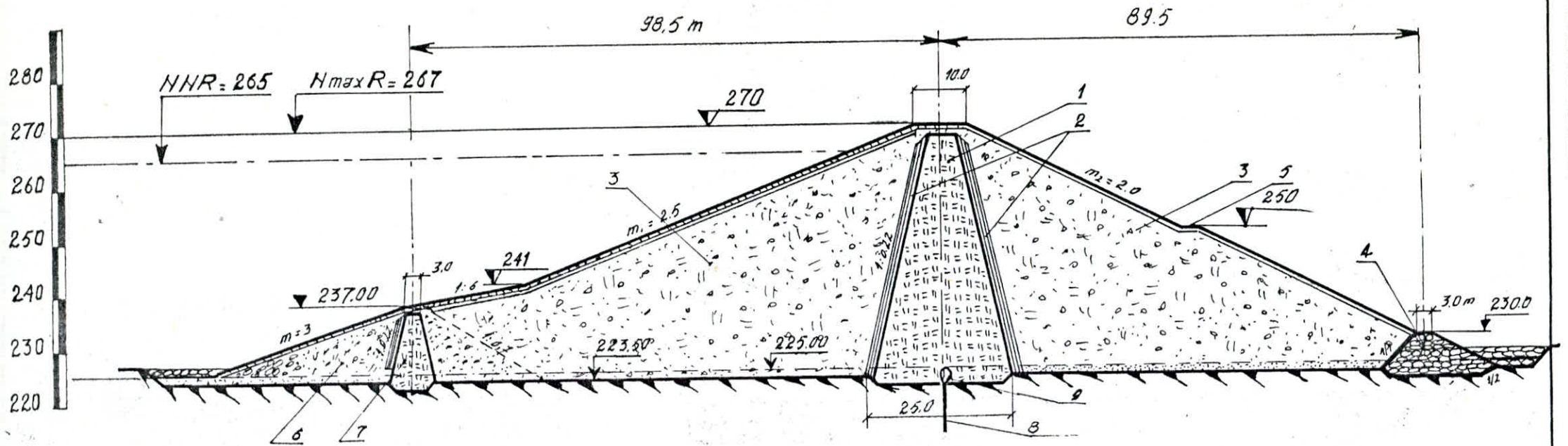
Nous disposons de 3 couches sur chaque côté du noyau, dont la largeur de chacune est de 0.5 m.

Il est prévu aussi des couches de filtres entre les alluvions et les enrochements, ainsi que 3 couches de part et d'autre du prisme de drainage dont l'épaisseur est de 0.5 m.

Un tapis filtrant inversé disposé sur le tiers aval du barrage homogène afin de rabattre la ligne phréatique.



# SECTION TRANSVERSALE DEFINITIVE DU BARRAGE BOU-HALLOU



- 1- Noyau en argile - 2- Filtres - 3- Alluvions - 4- Prisme de drainage  
 5- Berme - 6- Batardeau - 7- Noyau en argile du batardeau.  
 8- Voile d'injection - 9- Galerie de visite.

## 4.16 MATÉRIAUX DE CONSTRUCTION

## 4.16.1 NOYAU ET BATARDEAU

*Limon très argileux, sables graveleux de plasticité moyenne*

- Fraction argile  $\bar{A} = 34\%$
- Fraction limon  $\bar{L} = 44\%$
- Fraction sable  $\bar{S} = 12.5\%$  ( $80 \mu < d < 2 \text{ mm}$ )
- Fraction gravier  $\bar{G} = 5.5\%$  ( $2 \text{ mm} < d < 20 \text{ mm}$ )
- Fraction cailloux  $\bar{C} = 4\%$  ( $d > 20 \text{ mm}$ )
  
- Limite de liquidité  $W_L = 49\%$
- Indice de plasticité  $I_p = 25.5\%$
- Poids spécifique  $\gamma_s = 2.69 \text{ t/m}^3$
- Coefficient de cohésion  $C = 0.2 \text{ bars} = 0.204 \text{ Kg/cm}^2$
- Angle de frottement interne  $\varphi = 26.5$
- Coefficient de perméabilité de filtration  $K_f = 2 \cdot 10^{-6} \text{ cm/s}$

Après l'essai proctor

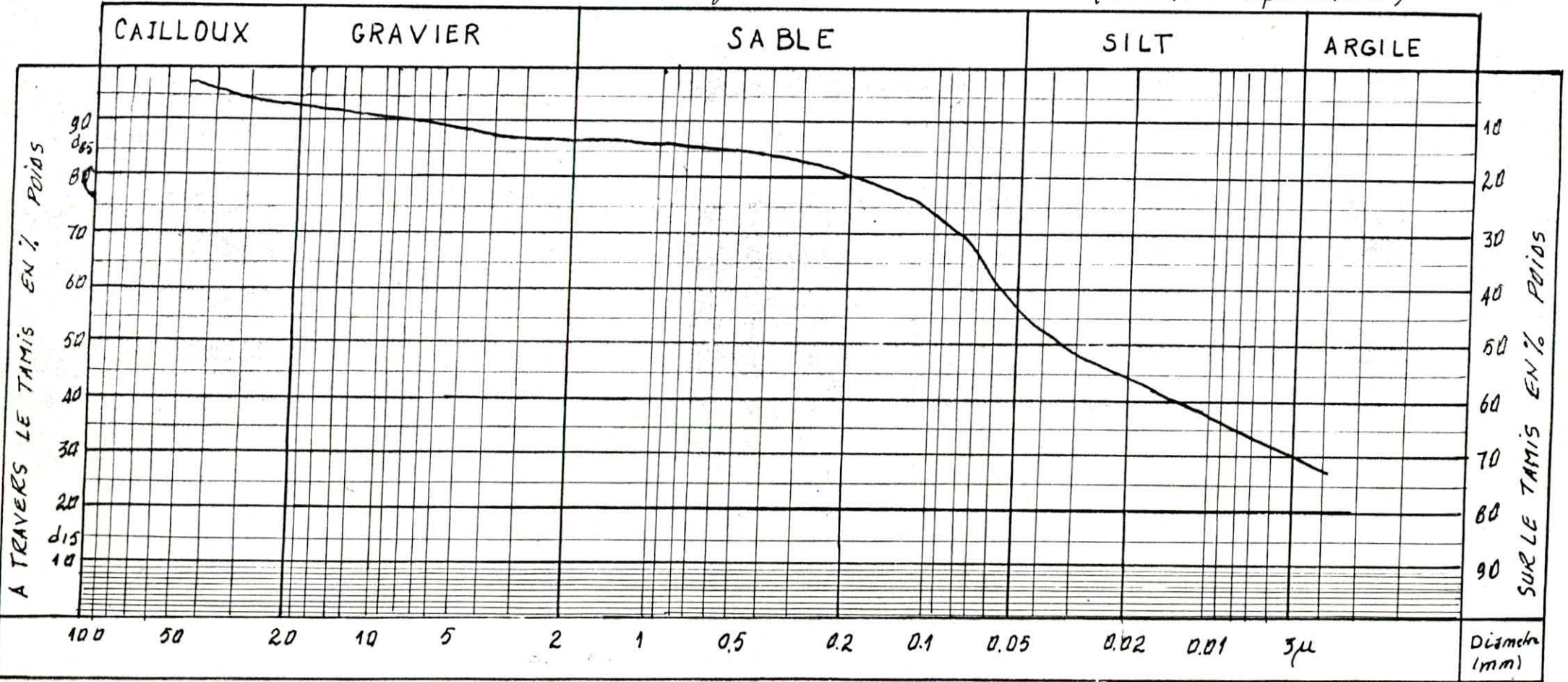
- Poids spécifique apparent sec optimum:  $\gamma_d^{\text{opt}} = 1.63 \text{ t/m}^3$
- humidité optimum  $W^{\text{opt}} = 12.5\%$
- Indice de vide  $e = 0.65$
- Porosité  $n = 30\%$
- Poids volumique de l'humidité optimum  $\gamma = 1.83 \text{ t/m}^3$
- $d_{50} = 0.032 \text{ mm}$
- $d_{60} = 0.06 \text{ mm}$
- $d_{15} = 0.0016 \text{ mm}$
- $d_{85} = 0.7 \text{ mm}$



# COURBES GRANULOMETRIQUES : (Zones d'emprunt)

N° des Couches	Quantité des Grains de diamètre (mm) sur le tamis en % Poids									
	Cailloux	Gravier	Sable	limon	Argile					
	4%	5,5%	12,5	44%	34%					

*Limon très Argileux, Sablo-Graveleux (W = 49% I<sub>p</sub> = 25,5%)*





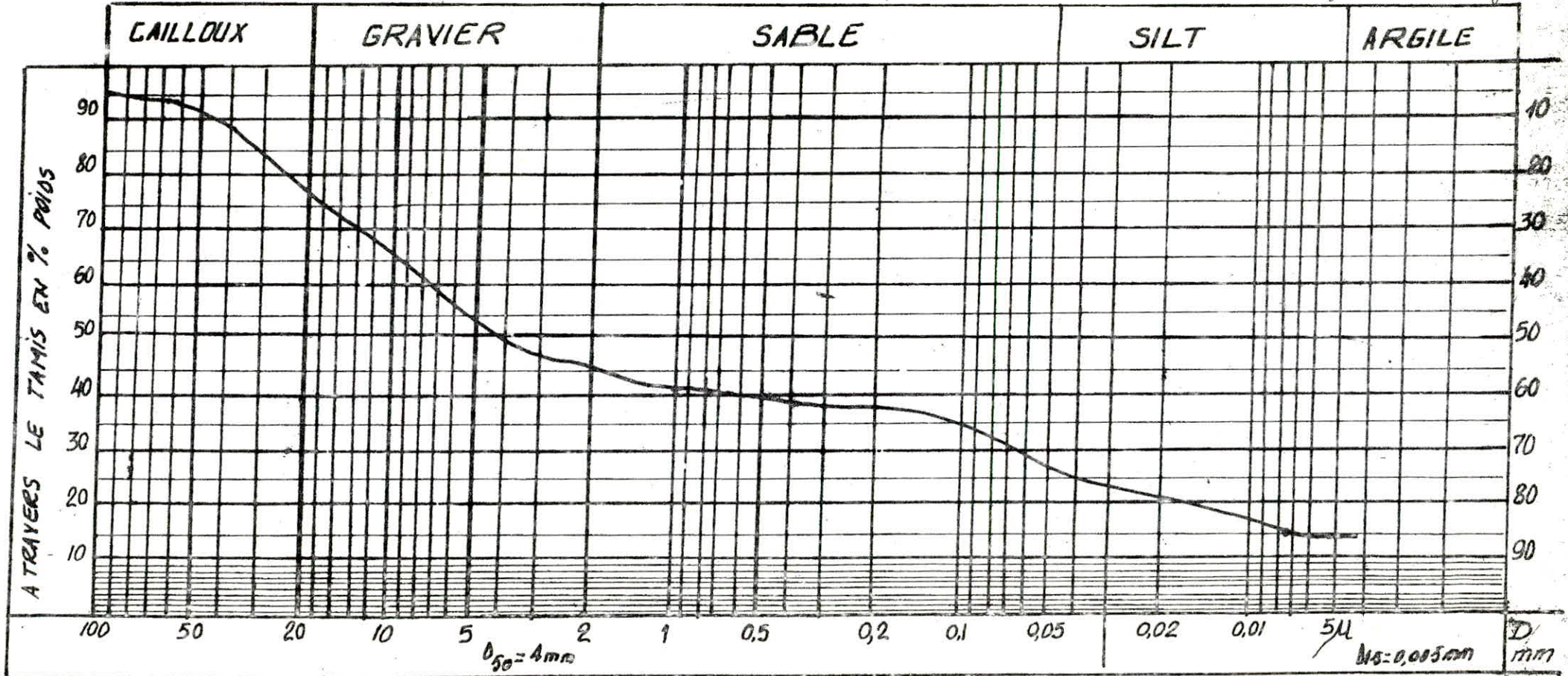
## 4.16.2 MASSIF AMONT ET AVAL

- Fraction fine ( $d < 80 \mu$ )  $F = 33\%$
- Argile  $\bar{A} = 15\%$
- Limon  $\bar{L} = 18\%$
- Limite de liquidité  $W_L = 49\%$
- Indice de plasticité  $I_p = 25.5\%$
- Fraction sable ( $80 \mu < d < 2 \text{ mm}$ )  $S = 14\%$
- Fraction gravier ( $2 \text{ mm} < d < 20 \text{ mm}$ )  $G = 29\%$
- Poids spécifique  $\gamma_s = 2.74 \text{ t/m}^3$
- Coefficient de cohésion  $c = 30^\circ$
- Coefficient de perméabilité de filtration  $K_f = 0.01 \text{ cm/s}$
- Poids spécifique apparent sec optimum  $\gamma_d^{\text{ant}} = 1.91 \text{ t/m}^3$
- humidité optimum  $W^{\text{opt}} = 12.3\%$
- Indice de vide  $E = 0.43$
- Porosité  $n = 30\%$
- Poids volumique optimum  $\gamma = 2.14 \text{ t/m}^3$
- $D_{15} = 0.005 \text{ mm}$ .

# COURBES GRANULOMETRIQUES : (Zones d'emprunt)

N° des Couches	Quantité des grains de diamètre (mm) sur le tamis en % poids									
	cailloux	Gravier	Sable	Limon	argile					
Profondeur	22%	29%	14%	18%	15%					
				$W_L = 49\%$	$I_p = 25,5\%$					

Graves à matrice argileuse (Graviers et cailloux + cailloux fine limons-argileux)



45



## V

## INFILTRATIONS

## 5.1. GÉNÉRALITÉS

Un barrage forme avec ses assises une barrière, qui crée entre le plan d'eau de la retenue, et l'aval une charge hydraulique.

Dans le cas d'un barrage en terre formé de matériaux plus ou moins perméables, s'asseyant bien souvent sur des terrains également plus ou moins perméables, l'eau de la retenue aura tendance à s'infiltrer dans le massif et dans les terrains d'assise pour venir resurgir à l'aval.

Ces infiltrations peuvent être étudiées sous deux angles différents.

- D'une part, elles ont pour conséquence des pertes d'eau, dont il faut réduire le volume à une valeur déterminée dépendant de l'économie générale du projet.

- D'autre part, elles peuvent mettre en jeu la sécurité de l'ouvrage et compromettre sa stabilité si certaines précautions ne sont pas prises contre les risques qu'entraînent les renards, et leur pression de filtration

## - EFFET DE RENARD

On appelle ainsi l'entraînement des particules de matériaux par l'eau d'infiltration de vitesse suffisamment grande; Il provoque l'érosion progressive au pied aval de la digue, qui peut mener à la ruine de l'ouvrage

## 5.2. ESTIMATION DU DÉBIT DE FUITE

## 5.2.1. TRACE DE LA LIGNE PHREATIQUE

La filtration d'eau à travers le barrage en terre, est créée par la charge d'eau amont  $H_1 = 40.0 \text{ m}$ .

L'écoulement de filtration libre, est limité au dessus par la surface de dépression (ligne phréatique)

Il existe plusieurs méthodes expérimentales hydro-mécaniques et hydrauliques pour déterminer la ligne de saturation.

Nous utilisons la méthode hydraulique dans laquelle, nous considérons l'écoulement souterrain stabilisé, en cas de problème plan.

Cette méthode permet de déterminer la position de la ligne phréatique, de calculer le débit de filtration, et les valeurs moyennes de vitesse, ainsi que le gradient de filtration.

Nous utilisons pour le calcul de filtration la loi de DARCY

$$V = K J$$

$V$  - vitesse de filtration

$K$  - Coefficient de filtration

$J$  - pente.

et la formule de DUPUIT pour le calcul du débit à fuite

$$\frac{Q}{K} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L}$$

où  $H_1$  - profondeur de l'écoulement de filtration du début du massif

$H_2$  - profondeur de l'écoulement de filtration au bout du massif

$L$  - Distance entre les sections considérées

Pendant le calcul de filtration, nous prenons au bief amont le niveau d'eau normal, comme le niveau



de calcul, et au bief aval on admet le niveau d'eau  $H_2 = 0$ , parce que l'élaboration de ce barrage se fait sur l'oued.

Nous construisons la ligne phréatique en commençant du plan du talus vertical (ordonnée  $y$ ) puis la direction du tronçon de la ligne amont sous un angle droit.

En fixant en haut les dimensions du noyau, égales à  $b_1 = 6.0 \text{ m}$  et au pied  $b_2 = 25.0 \text{ m}$

Nous trouvons l'épaisseur moyenne du noyau par la formule :

$$t = e_m = \frac{6 + 25}{2} = 15.5 \text{ m}$$

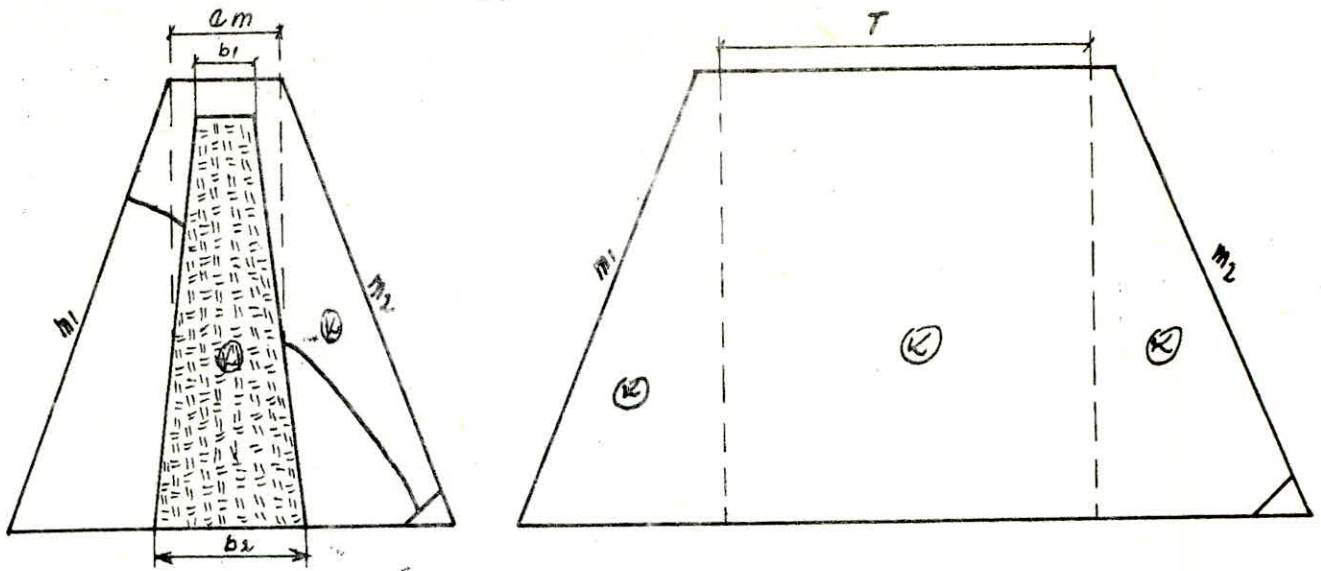
Ensuite nous utilisons la méthode des longueurs virtuelles. La largeur virtuelle du noyau est déterminée d'après l'expression :

$$T = e_m \frac{k_1}{k}$$

où  $k$  - coefficient de perméabilité du noyau  
 $k_1$  - coefficient de perméabilité du massif du barrage  
 $e_m$  - épaisseur moyenne.

$$T = \frac{15.5 \times 0.01}{2 \cdot 10^{-6}} = 77500 \text{ m}$$

Après le changement, nous calculons le barrage en terre à noyau comme un barrage en terre homogène



Le calcul et le tracé de la ligne de saturation  
d'un barrage homogène.

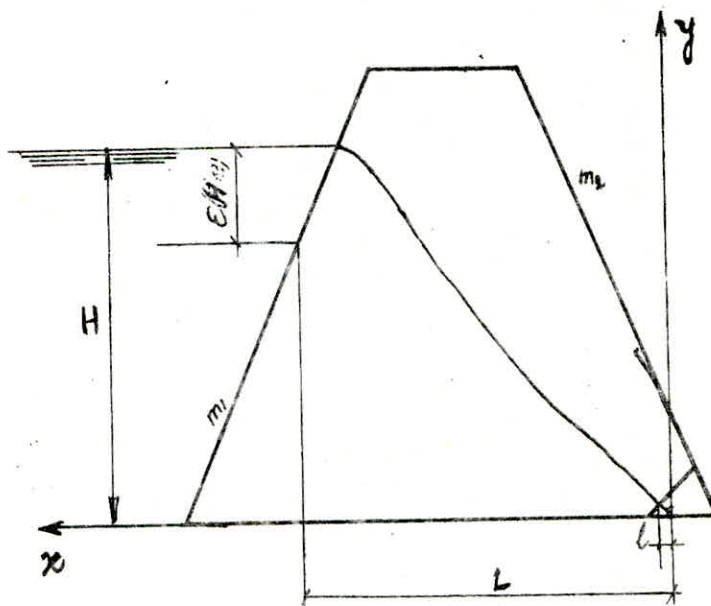
Pour la ligne de partage nous prenons

$$E = (0.3 \div 0.4) H$$

$$l = (0.05 \div 0.06) H$$

$$EH = 0.3 \times 40 = 12 \text{ m.}$$

$$l = 0.05 \times 40 = 2 \text{ m}$$





On considère l'équation de DUPUIT comme elle est indiquée avant :

$$\frac{q}{K} = \frac{H^2 - h_0^2}{2L}$$

L'équation de dépression par rapport à  $ox$  et  $oy$

$$y^2 = \frac{(H - h_0)^2}{L} x$$

Où  $q$  = débit à travers le barrage  
avec toutes les hypothèses que nous avons

$$T = 77500$$

$$EH = 12 \text{ m}$$

$$H = 40 \text{ m}$$

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

$$t = 15.5 \text{ m}$$

On trace l'image virtuelle de notre barrage sur une feuille millimétrique, avec laquelle on prend graphiquement la valeur de  $L = 136000 \text{ m}$ .

tout en considérant que le niveau de l'eau dans la partie aval  $h_0 = 0$ .

La ligne phréatique est tracée d'après la formule suivante :

$$y^2 = \frac{H^2}{L} x$$

Nous prenons  $x_i$  de "0" jusqu'à  $L$ , et le résultat de calcul est présenté dans le tableau suivant.

$h_2 =$  hauteur d'eau de filtration avant le noyau  
 $h_3 =$  hauteur d'eau de filtration devant le noyau  
 $e_m =$  épaisseur moyenne du noyau.

$J_{adm}$  du noyau d'argile =  $(8 \div 12)$

$$J_2 = \frac{e_m}{h_2 - h_3} = \frac{15.5}{36 - 20} = 4.03$$

Le gradient ne peut avoir la valeur suivante

$$q = 0.051 \text{ m}^2/\text{J}$$

$$k \geq 0.01 \text{ cm/s} \geq 8.64 \text{ m/J}$$

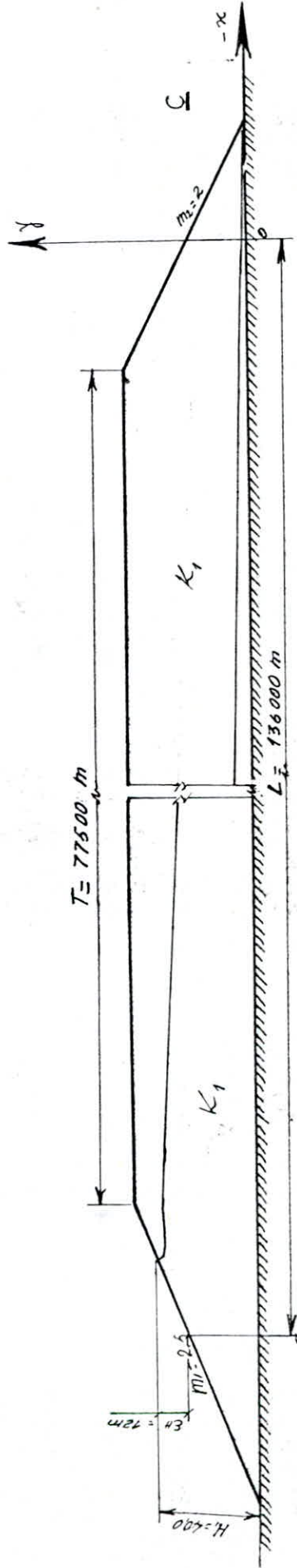
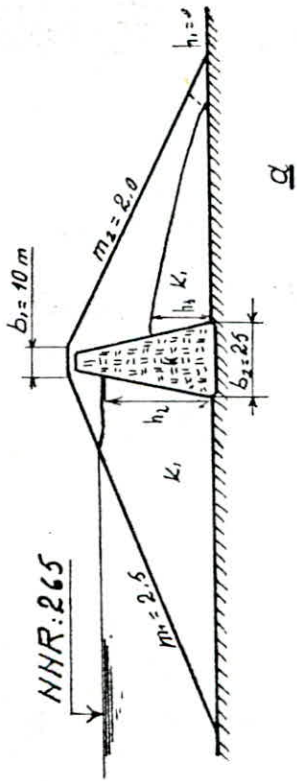
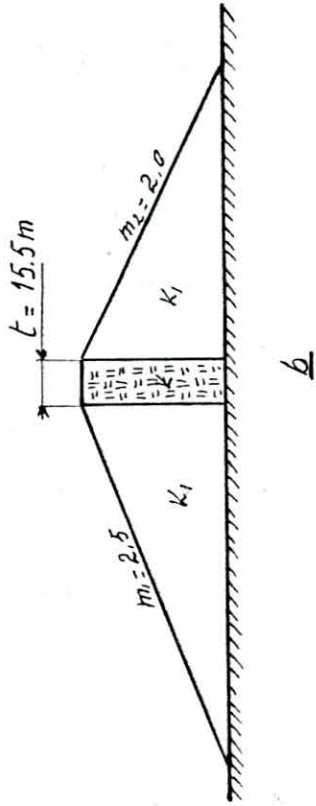
$$q = k \frac{H^2}{2L} = 8.64 \frac{(40)^2}{2 \times 136000} = 0.051 \text{ m}^2/\text{J}$$

Le débit de fuite est calculé par la formule suivante

70000	80000	90000	100000	110000	120000	130000	156000
29.697	30.679	32.540	34.300	35.974	37.573	39.108	40.580

0	10000	20000	30000	40000	50000	60000
0.000	10.847	15.535	18.787	21.693	24.254	26.568

Echelle : 1 / 2500



Schema de calcul de filtration du barrage en terre à noyau

- a - Cas considéré
- b - Cas après substitution du noyau
- c - Cas équivalent et de calcul



D'après les reconnaissances géologiques, nous avons constaté que :

Le site du barrage appartient à une zone tectonique assez importante.

Les sondages ont mis en relief les couches lithologiques suivantes de la base à la couche superficielle

1. - les séries argileuses, et les conglomérats à matrices argileuses
2. - les séries consolidées de calcaire, grésier en conglomérats à ciments calcaires.
3. - les séries de transition calcaires marneux bréchiques
4. - Les séries de marnes grises dont la puissance atteint 50 m. à l'entrée de la gorge.

#### 5.4. PERMEABILITE

- 1) Les marnes grises sont étanches (1.4 LU)
- 2) Les séries consolidées, les perméabilités sont assez fortes dues à une importante fracturation (20 LU)
- 3) Les conglomérats argileux constituent un rocher étanche.

#### - FOND ALLUVIAL

L'épaisseur maximum des alluvions n'exède pas 3 m. Un certain nombre de failles dans la zone de fondation, aussi bien que sur les rives ont été observées et localisées.

Certaines de ces failles ont été retrouvées pendant les sondages.

- GALERIE D'INJECTION

Pour permettre de mener à bien le travail d'injection

il est prévu une galerie d'injection.

Pour les détails sur le dimensionnement (voir plan N°4).

## 6.1. DESCRIPTIF DU GLISSEMENT

Le glissement de terrain se produit d'une manière très variée. Il affecte les ouvrages construits par l'homme ou des pentes naturelles, il peut se produire soudainement ou durant plusieurs années.

La rupture affecte une forme vaguement circulaire ou bien au contraire ne présente aucune caractéristique géométrique particulière. La cause de ce glissement évidente est l'action hydrodynamique de l'eau souterraine (écoulement souterrain de l'eau)

## 6.2. PRINCIPE DE CALCUL DE LA STABILITÉ

Un talus est stable lorsque les forces qui tendent à produire un mouvement sont inférieures à celles passives qui sont essentiellement celles de résistance au cisaillement.

La résistance d'une terre au cisaillement suit la loi de COULOMB.

$$\tau = c + n \operatorname{tg} \varphi$$

$\tau$  - Résistance au cisaillement

$c$  - Cohésion de la terre correspondant à l'état initial

$n$  - pression normale à la surface de rupture appliquée aux grains solides

$\varphi$  - Angle de frottement interne.



## 6.3 - METHODE UTILISEE

Plusieurs méthodes sont utilisées, basées sur le même principe mais introduisant chacune des hypothèses visant à simplifier les calculs.

On peut citer :

La méthode suédoise, dite méthode des tranches due à PETERSON en 1916, développée pour les ruptures circulaires par FELLENIUS en 1927, et perfectionnée plus récemment par BISHOP en 1952.

## 6.3.1 - METHODE DES TRANCHES

Soit une digue en terre, traçons un arc de cercle quelconque de rayon  $R$  englobant une partie du terrain d'assise car il s'agit d'un terrain perméable (voir figure de la page N° 57)

D'après B.B. ARISTOVSKI, le centre de glissement le plus dangereux se trouve dans la partie achurée.

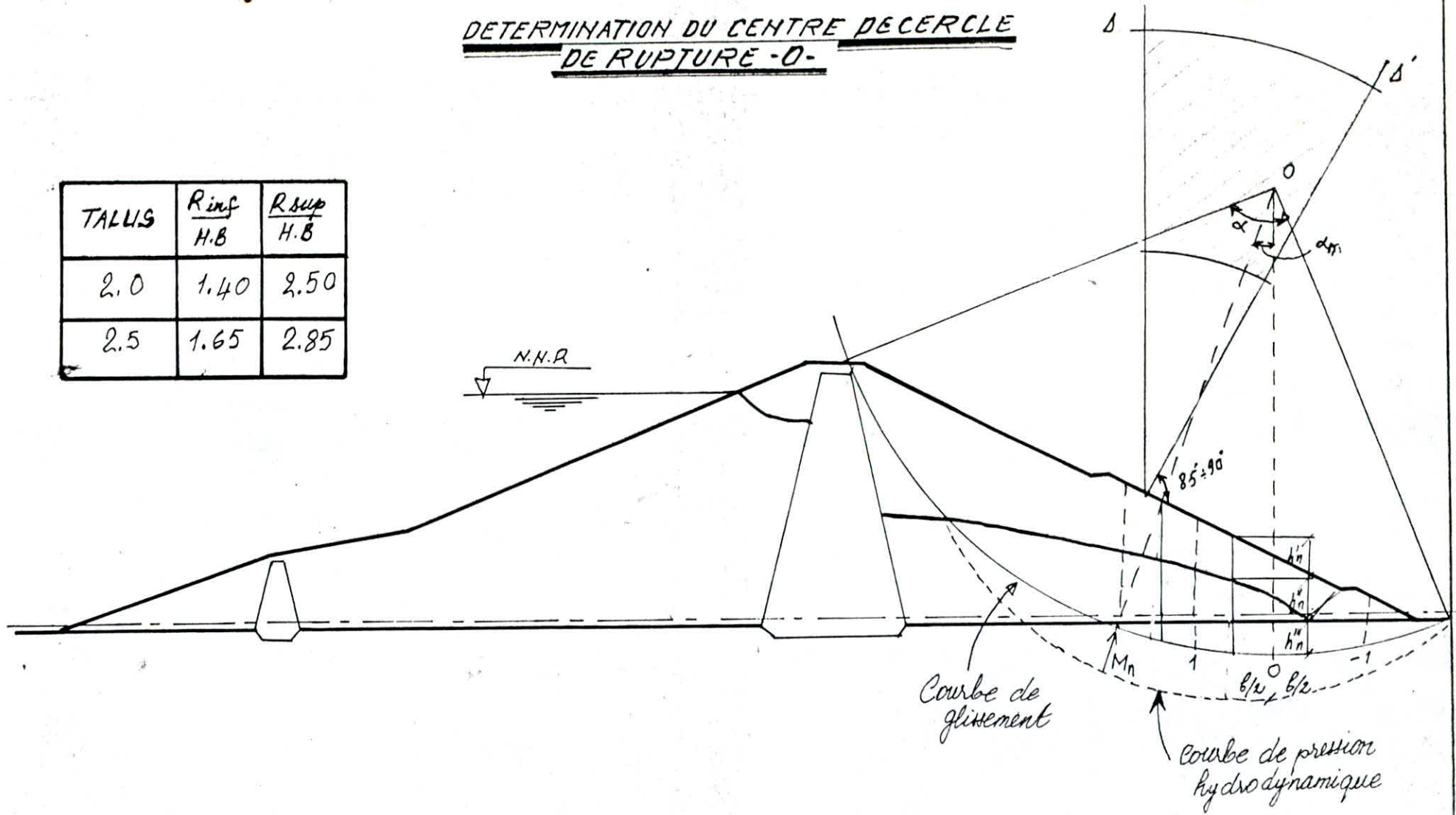
cette zone est déterminée comme suit, au milieu du talus au point  $c$ , nous traçons une ligne verticale et menons une ligne sous un angle de  $85 \div 90^\circ$  par rapport à la pente du talus, puis nous traçons deux arcs de rayon,  $R_{inf}$  et  $R_{sup}$  suivant le tableau de la figure N° 57.

On divise les parties du terrain englobées par cet arc de cercle en tranches verticales de largeur  $b = 10$  m, où la verticale issue de "o" coupe la tranche de repère en son milieu, par convention les tranches à gauche de la verticale sont numérotées en chiffres négatifs et celles à droite de la verticale en chiffres positifs.

considérons l'équilibre de la coupe n<sup>ème</sup>, elle est soumise à la force de pesanteur de la pression latérale des tranches voisines et la force d'infiltration de l'eau

DETERMINATION DU CENTRE DE CERCLE  
DE RUPTURE -0-

TALLIS	$\frac{R_{inf}}{H.B}$	$\frac{R_{sup}}{H.B}$
2.0	1.40	2.50
2.5	1.65	2.85



Le poids de la coupe n<sup>ème</sup> est :

$$G_n = (\delta_1 h_n + \delta_2 h_n + \delta_3 h_n) \cdot b$$

où

$$\delta_2 = \delta_1 + n \delta_{\text{eau}}$$

$$\delta_3 = \delta'_3 + n_1 \delta_{\text{eau}}$$

$n = 30$  : porosité du terrain en %

$n_1 = 30$  : porosité du terrain d'assise en %

$\delta'_3 = 2.14 \text{ t/m}^3$  : poids volumique du terrain d'assise à l'état sec

$\delta_1 = 2.14 \text{ t/m}^3$  : poids volumique du massif à l'état sec

$\delta_2 = 2.44 \text{ t/m}^3$  : poids volumique du massif à l'état saturé

$\delta_3 = 2.44 \text{ t/m}^3$  : poids volumique du terrain d'assise à l'état saturé

Les forces de pression latérale des tranches voisines agissant sur les limites verticales des tranches ont une résultante nulle, car ces forces sont des forces au massif susceptible de glisser, c'est pourquoi on ne tient pas compte d'elles pendant le calcul de la stabilité des talus.

La pression de l'eau d'infiltration est appliquée normalement à la surface de glissement (est) égale à  $\gamma h_p$

$\gamma$  : poids spécifique de l'eau

$h_p$  : hauteur piézométrique

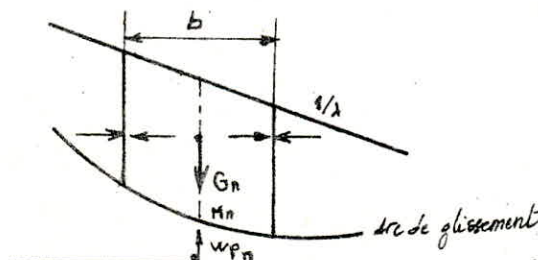
Dans notre cas on a :

$$h_p = h_n'' + h_n'''$$

où

$h_n''$  : hauteur du massif saturée

$h_n'''$  : hauteur du terrain d'assise saturée





$W_{pn}$ : force d'infiltration perpendiculaire à la tangente en  $M_n$  à la courbe de glissement

$$W_{pn} = \delta h_p l_n = \delta (h''_n + h'_n) \frac{b}{\cos \alpha_n}$$

où  $l_n$  est la longueur de courbe de glissement dans la limite de la coupe considérée

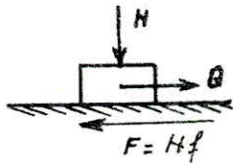
En transposant  $G_n$  le long de la verticale au point  $M_n$  et en la décomposant nous aurons

- composante normale  $N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$

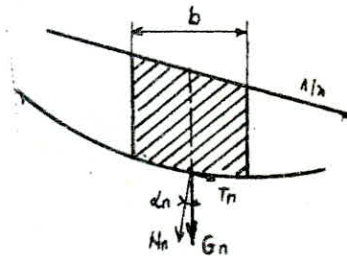
- Composante tangentielle  $T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$

où  $\alpha$ : Angle d'inclinaison

La force  $T_n$  provoque le glissement de la coupe vers les forces qui s'opposent sont :



$f$ : coefficient de frottement



- force de frottement

$$S_n = (N_n - W_{pn}) \operatorname{tg} \varphi$$

où  $\operatorname{tg} \varphi$ : coefficient de frottement

- force de cohésion

$$C_n = c \cdot l_n$$

où  $c$ : cohésion du terrain

Le coefficient de sécurité contre le glissement s'exprime par le quotient de la somme des moments des forces de frottements et de cohésion sur le moment de force de glissement.

$$K_e = \frac{\sum S_n R + \sum C_n R}{\sum T_n R}$$

$$\text{soit } K_e = \frac{\sum S_n + \sum C_n}{\sum T_n} = \frac{\sum (N_n - W_n) + \sum C_n l_n}{\sum T_n}$$

où

$$N_n = G_n \cdot \cos \alpha_n$$

$$T_n = G_n \cdot \sin \alpha_n$$

$$\text{Or } \sin \alpha_n = \frac{n}{m}$$

$$\sin \alpha = \frac{n \cdot b}{R} \quad \text{comme } b = \frac{R}{m}$$

$n$  : Numéro d'ordre des tranches

$m$  : le nombre des tranches

$$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha_n} = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$$

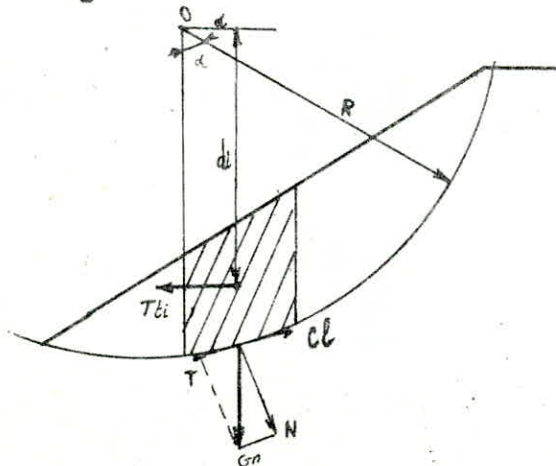
ce qui nous donne

$$K_e = \frac{\sum (G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2} - W_n) \cdot \tan \varphi + \sum C_n l_n}{\sum G_n \cdot \frac{R}{m}}$$

#### 6.4. SOLlicitATIONS DUES AUX SEISMES

Le site de Bou-Hallon se situe sur une région sismique, il est prévu dans l'étude de stabilité de tenir compte des effets statiques d'un séisme.

On applique à la zone susceptible de glisser plus exactement au centre de gravité de la tranche une force horizontale due à l'accélération  $\delta = a_g$



L'expression du coefficient de sécurité devient

$$K_s = \frac{\sum (N_i - W_{on}) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i l_n}{\sum T_n + \frac{1}{R} \sum T_{in} \cdot d_n}$$

$d_n$  : bras de levier

$T_{in} = a G_n$  : forces dues au seisme

$a$  : coefficient d'intensité du seisme

#### 6.5 - CAS LES PLUS DEFAVORABLES A ENVISAGER POUR LE CALCUL DE LA STABILITE D'UN BARRAGE EN TERRE

Pour un barrage en terre on devra s'assurer de la stabilité de

- Talus amont

- Talus aval

a) Le réservoir est vide (fin de construction)

Notre calcul se fera pour l'amont et l'aval, 3 cercles, chaque cas, sans seisme et avec seisme.

b) Le réservoir est plein (fonctionnement normal)

Il y a infiltration continue à travers la digue, c'est le talus aval qui est en danger sous l'effet des forces d'infiltrations.

Notre cas se fera pour le talus aval, (3 cercles) sans seisme et avec seisme.

c) La vidange rapide

Le réservoir étant plein, il est vidangé rapidement c'est le talus amont qui est en danger, c'est le cas généralement le plus défavorable

Notre calcul se fera pour le talus amont (3 cercles) sans seisme et avec seisme.

Le coefficient  $K_s$  est obtenu accidentellement car la courbe



de glissement a été choisie arbitrairement, c'est pourquoi il est indispensable de calculer  $K_e$  pour une série de courbes probables de glissement afin de trouver parmi-elles la courbe la plus dangereuse et donc la plus probable de glissement où  $K_e = K_{min}$ .

N° vts coupes	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>n</sub> '' (m)	h <sub>n</sub> ''' (m)	α <sub>1</sub> (t/m <sup>3</sup> )	α <sub>2</sub> = α <sub>3</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub>	h <sub>cent</sub> = $\frac{b}{m}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - \left(\frac{b}{m}\right)^2}$	G <sub>n</sub> · cos α <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> · sin α <sub>n</sub>	h <sub>n</sub> = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	W <sub>pn</sub>	tg φ	(G <sub>n</sub> · cos α <sub>n</sub> - W <sub>pn</sub> ) tg φ	C <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> · h <sub>n</sub>	T <sub>en</sub> = aG <sub>n</sub>	T <sub>en</sub> · d <sub>n</sub>
3	12.5	4.0	-	-	2.14	-	107.0	0.23	0.97	103.79	24.61	12.89	0	0.42	43.59	0.1	1.30	12.84	1444.5
2	10	10.0	-	-	2.14	-	214.0	0.15	0.99	211.86	32.1	10.10	0	0.42	88.98	0.1	1.01	25.68	2889.0
1	10	15	-	-	2.14	-	321.0	0.08	1.0	321.0	25.58	10.00	0	0.42	97.02	0.1	1.0	38.52	4275.72
0	10	18.5	-	-	2.14	-	338.5	0.0	1.0	338.55	0	10.0	0	0.42	142.19	0.1	1.0	40.61	4406.18
-1	10	20.5	-	-	2.14	-	438.7	-0.08	1.0	438.7	-35.1	10.0	0	0.42	184.25	0.1	1.0	52.64	5606.16
-2	10	20.5	-	-	2.14	-	438.7	-0.01	0.99	434.31	-65.80	10.10	0	0.42	182.41	0.1	1.01	52.64	5579.84
-3	10	21	-	-	2.14	-	363.8	-0.23	0.97	352.9	-83.67	10.31	0	0.42	148.22	0.1	1.03	43.66	3973.06
-4	10	22	-	-	2.14	-	470.8	-0.31	0.95	447.26	-145.95	10.53	0	0.58	259.41	0.6	6.32	56.50	5776.30
-5	10	22	-	-	2.14	-	470.8	-0.38	0.92	433.14	-178.9	10.89	0	0.58	251.22	0.6	6.53	56.50	5537.0
-6	10	21	-	-	2.14	-	449.4	-0.46	0.89	399.97	-206.72	11.24	0	0.58	231.98	0.6	6.74	53.93	4961.56
-7	10	19	-	-	2.14	-	406.6	-0.54	0.84	341.54	-219.56	11.90	0	0.58	198.09	0.6	7.14	48.79	4147.15
-8	10	14.5	-	-	2.14	-	310.3	-0.61	0.79	245.14	-189.28	12.66	0	0.58	142.18	0.6	7.60	37.24	2979.2
-9	12.5	7.0	-	-	2.14	-	149.8	-0.69	0.72	107.86	-103.36	17.36	0	0.58	62.56	0.6	10.42	17.98	1303.55
										1145.95					2032.87	52.1		52879.17	

Fin de construction Amont

$$R_2 = 117.5 \text{ m} \quad K_2 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i h_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} = 1.82$$

$$K'_2 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i h_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{en} \cdot d_n} = 1.31$$



N° DES COUPES	$\theta$ (m)	$f_{pn}^0$ (m)	$f_{pn}''$ (m)	$f_{pn}'''$ (m)	$\gamma_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\gamma_2 \approx \gamma_3$ (t/m <sup>3</sup> )	$G_{rn} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2}{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2} \times \theta$	$S_{urcdn} = \frac{r_2}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{r_2}{m}\right)^2}$	Gn. $\cos \alpha_n$	Gn. $\sin \alpha_n$	$h_n = \frac{\theta}{\cos \alpha_n}$	$V_p = \delta \left( \frac{h_1^2 + h_2^2}{2} \right) \times E_n$	$\tan \varphi$	$(Gn. \cos \alpha_n - V_p) \cdot \tan \varphi$	$C_i$	$C_i \cdot h_n$	$T_{tn} = a G_n$	$T_{tn} \cdot d_n$
4	5.5	3	-	-	2.14	-	35.35	0.27	0.96	33.94	9.54	5.78	0	0.42	14.25	0.1	0.58	4.24	462.16
3	10	7.5	-	-	2.14	-	160.5	0.20	0.98	157.29	32.1	10.20	0	0.42	66.06	0.1	1.02	19.26	2099.34
2	10	13	-	-	2.14	-	278.2	0.13	0.99	275.42	36.17	10.20	0	0.42	115.68	0.1	1.01	33.38	3638.42
1	10	18	-	-	2.14	-	385.2	0.07	1.0	385.2	26.96	10.0	0	0.42	161.78	0.1	1.0	46.22	4899.32
0	10	22	-	-	2.14	-	470.8	0.0	1.0	470.8	0.0	10.0	0	0.42	197.74	0.1	1.0	56.49	5931.45
-1	10	22.5	-	-	2.14	-	481.5	-0.07	1.0	481.5	-33.71	10.0	0	0.42	202.23	0.1	1.0	57.78	5951.34
-2	10	22.5	-	-	2.14	-	481.5	-0.13	0.99	476.68	-62.60	10.10	0	0.42	200.21	0.1	1.01	57.78	5835.78
-3	10	24	-	-	2.14	-	513.6	-0.20	0.98	503.33	-102.72	10.20	0	0.42	214.0	0.1	1.02	61.63	5669.96
-4	10	25	-	-	2.14	-	535	-0.27	0.96	513.6	-144.45	10.42	0	0.42	215.71	0.1	1.04	64.2	5617.5
-5	10	25	-	-	2.14	-	535	-0.33	0.94	502.9	-176.55	10.64	0	0.58	291.68	0.6	6.38	64.2	5906.4
-6	10	24	-	-	2.14	-	513.6	-0.4	0.92	472.79	-205.56	10.87	0	0.58	274.22	0.6	6.52	61.63	5392.63
-7	10	21	-	-	2.14	-	449.4	-0.47	0.88	395.47	-212.22	11.36	0	0.58	229.37	0.6	6.82	53.93	4449.25
-8	10	17	-	-	2.14	-	363.8	-0.53	0.85	309.23	-192.81	11.76	0	0.58	179.35	0.6	7.06	43.66	3296.33
-9	10	10	-	-	2.14	-	214	-0.6	0.80	171.2	-128.4	12.5	0	0.58	99.30	0.6	7.5	25.68	1823.28
<u>Fin de construction Amont</u>											1154.27			2480.37		42.96		61005.81	

$$R_3 = 119.25 \text{ m} \quad K_3 = \frac{\sum (Gn. \cos \alpha_n - V_{pn}) \tan \varphi + \sum C_i h_n}{\sum Gn. \sin \alpha_n} = 2.18$$

$$K_3' = \frac{\sum (Gn. \cos \alpha_n - V_{pn}) \tan \varphi + \sum C_i h_n}{\sum Gn. \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \cdot d_n} = 1.40$$



N° DES COUPES	b(m)	h'n(m)	h''(m)	h'n'(m)	$\delta_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\delta_2 \approx \delta_3$ (t/m <sup>3</sup> )	Gn	$\frac{A_{\text{coudn}}}{m}$	$\frac{C_{\text{coudn}}}{\sqrt{1-\left(\frac{G_n}{m}\right)^2}}$	Gn. Coudn	Gn. Soudn	$h_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	tg $\varphi$	$\left(\frac{G_n \cdot \cos \alpha_n}{-W_{pn}}\right)$ tg $\varphi$	$\left(\frac{G_n \cdot \cos \alpha_n}{-W_{pn}}\right)$ $\times$ tg $\varphi$	Ci	Ci Ln	$T_{tn} = a \cdot Gn$	$T_{tn} \cdot d_n$
9	6.0	4.0	-	-	1.83	-	45.96	0.75	0.66	30.33	34.47	9.09	0.50	0	15.16	2	18.18	5.51	330.6
8	10	13	-	-	2.14	-	278.2	0.67	0.74	205.87	186.39	13.51	0.58	0	119.40	0.6	8.11	33.38	2169.7
7	10	17.5	-	-	2.14	-	374.5	0.58	0.81	303.34	217.21	12.34	0.58	0	175.94	0.6	7.40	44.94	3258.15
6	10	20	-	-	2.14	-	428	0.50	0.87	372.36	214.0	11.49	0.58	0	215.97	0.6	6.89	51.36	4108.8
5	10	21.5	-	-	2.14	-	460.1	0.42	0.91	418.69	193.24	11.0	0.58	0	242.84	0.6	6.60	55.21	4554.82
4	10	20.75	-	-	2.14	-	444.05	0.33	0.94	417.41	146.54	10.64	0.58	0	242.10	0.6	6.38	53.29	4796.10
3	10	19	-	-	2.14	-	406.6	0.25	0.97	397.40	101.65	10.31	0.58	0	230.49	0.6	6.19	48.79	4513.07
2	10	16.75	-	-	2.14	-	358.45	0.16	0.99	354.86	56.78	10.10	0.42	0	149.04	0.1	1.01	43.01	4193.47
1	10	13	-	-	2.14	-	278.2	0.08	1.0	278.20	22.26	10.0	0.42	0	116.84	0.1	1.00	33.38	3338.0
0	10	9	-	-	2.14	-	192.6	0	1.0	192.60	0.0	10.0	0.42	0	80.89	0.1	1.00	23.11	2368.77
-1	10	4.5	-	-	2.14	-	96.3	-0.08	1.0	96.30	-7.70	10.0	0.42	0	40.45	0.1	1.00	11.56	1225.36
-2	7.0	1	-	-	2.14	-	14.98	-0.16	0.99	14.83	-2.40	10.10	0.42	0	6.23	0.1	1.01	1.80	184.5
										1162.44					1635.35		64.77		35040.74

Fin de construction. Aval.

$$R_2 = 110.0 \text{ m}$$

$$K_2 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \text{tg} \varphi + \sum C_i \cdot L_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} = 1.46$$

$$\Sigma K_2' = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \text{tg} \varphi + \sum C_i \cdot L_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{tn} \cdot d_n} = 1.15$$

N° DES COUPES	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h'' <sub>n</sub> (m)	h''' <sub>n</sub> (m)	α <sub>1</sub> (t/m <sup>3</sup> )	α <sub>2</sub> = α <sub>3</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub>	S <sub>n</sub> sin α <sub>n</sub> = $\frac{r}{m}$	cos α <sub>n</sub> = $\sqrt{1 - \left(\frac{r}{m}\right)^2}$	G <sub>n</sub> · cos α <sub>n</sub>	G <sub>n</sub> · S <sub>n</sub> sin α <sub>n</sub>	l <sub>n</sub> = $\frac{b}{\cos \alpha_n}$	W <sub>pn</sub>	tg φ	(G <sub>n</sub> · cos α <sub>n</sub> - W <sub>pn</sub> ) tg φ	C <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> · l <sub>n</sub>	T <sub>ln</sub> = α · G <sub>n</sub>	T <sub>ln</sub> · d <sub>n</sub>
9	8.5	5.5	-	-	2.14	-	100.04	0.82	0.57	57.02	82.03	14.91	0	0.58	33.07	0.6	8.95	12.00	822.00
8	10	12.5	-	-	2.14	-	267.5	0.73	0.68	181.9	195.27	14.71	0	0.58	105.50	0.6	8.83	32.10	2407.50
7	10	16.0	-	-	2.14	-	342.4	0.64	0.77	263.65	219.4	12.99	0	0.58	152.92	0.6	7.79	41.09	3184.47
6	10	17.5	-	-	2.14	-	374.5	0.54	0.84	314.58	202.23	11.90	0	0.58	182.46	0.6	7.14	44.94	3932.25
5	10	18.0	-	-	2.14	-	385.2	0.45	0.89	342.83	173.34	11.24	0	0.58	198.84	0.6	6.74	46.22	4390.90
4	10	17.5	-	-	2.14	-	374.5	0.36	0.93	348.28	134.82	10.75	0	0.58	202.00	0.6	6.45	44.94	4494.0
3	10	15.5	-	-	2.14	-	331.7	0.27	0.96	318.43	89.56	10.42	0	0.58	184.69	0.6	6.25	39.80	4079.50
2	10	13.0	-	-	2.14	-	278.2	0.18	0.98	262.64	50.08	10.20	0	0.58	152.33	0.6	6.12	33.38	3588.35
1	10	9.0	-	-	2.14	-	192.6	0.09	1.0	192.60	17.33	10.0	0	0.42	80.89	0.1	1.00	23.11	2576.76
0	10	6.0	-	-	2.14	-	128.4	0.0	1.0	128.40	0.0	10.0	0	0.42	53.93	0.1	1.00	15.41	1733.62
-1	10	1.5	-	-	2.14	-	32.1	-0.09	1.0	32.10	-2.89	10.0	0	0.42	13.48	0.1	1.00	3.85	442.75
											1161.17				1560.11		61.27		31652.1

Fin de construction Aval.

$R_3 = 117.5 \text{ m}$

$$K_3 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \cdot \text{tg} \varphi + \sum C_i \cdot l_n}{\sum G_n \cdot S_n \sin \alpha_n} = 1.40$$

$$K'_3 = \frac{(\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \cdot \text{tg} \varphi + \sum C_i \cdot l_n)}{\sum G_n \cdot S_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{ln} \cdot d_n} = 1.13$$



N° DES COUPES	b (m)	h <sub>n</sub> (m)	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	γ <sub>1</sub> (t/m <sup>3</sup> )	γ <sub>2</sub> = γ <sub>3</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub>	Sin α = $\frac{r}{r}$	cos α = $\sqrt{1 - \frac{r^2}{r^2}}$	h <sub>n</sub> · sin α	G <sub>n</sub> · cos α	h <sub>2</sub> = $\frac{b_n}{\cos \alpha}$	W <sub>n</sub> = δ(h <sub>1</sub> · γ <sub>1</sub> + h <sub>2</sub> · γ <sub>2</sub> ) × h <sub>2</sub>	tg φ	(G <sub>n</sub> · cos α - W <sub>n</sub> ) × tg φ	C <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> · h <sub>2</sub>	T <sub>h</sub> = α · G <sub>n</sub>	T <sub>h</sub> · d <sub>n</sub>				
4	4	0	1.5	-	-	2.44	14.64	0.31	0.95	4.54	13.91	4.20	6.30	0.58	4.41	0.6	2.52	1.75	122.5				
3	10	-	6.75	-	-	2.44	164.70	0.23	0.97	37.88	159.76	10.31	69.59	0.58	52.30	0.6	6.19	19.76	1383.2				
2	10	-	11.5	1.5	-	2.44	318.25	0.15	0.99	47.74	315.07	10.10	131.30	0.42	77.18	0.1	1.01	38.19	2592.05				
1	10	-	14.0	3.0	-	2.44	385.9	0.08	1.0	30.87	385.9	10.0	170.0	0.50	107.95	2.0	20.0	46.31	3010.15				
0	10	-	15.75	3.5	-	2.44	472.15	0.0	1.0	0.0	472.15	10.0	192.50	0.42	117.45	0.1	1.0	56.65	4107.12				
-1	10	-	17.35	3.0	-	2.44	498.64	-0.08	1.0	-39.89	498.64	10.0	203.50	0.42	123.96	0.1	1.0	59.84	4338.39				
-2	10	-	21.0	1.5	-	2.44	550.05	-0.15	0.99	-82.51	544.55	10.10	227.25	0.42	183.27	0.1	1.01	66.0	4784.61				
-3	10	-	24.0	-	-	2.44	585.60	-0.23	0.97	-134.69	568.03	10.31	247.44	0.58	220.94	0.6	6.19	70.27	4567.55				
-4	10	-	24.0	-	-	2.44	585.60	-0.31	0.95	-181.54	556.32	10.53	252.72	0.58	191.09	0.6	6.32	70.27	4791.87				
-5	10	-	22.75	-	-	2.44	555.1	-0.38	0.92	-210.94	510.69	10.87	247.29	0.58	152.77	0.6	6.52	68.50	3996.0				
-6	10	-	20.0	-	-	2.44	488.0	-0.46	0.89	-224.48	434.32	11.24	224.8	0.58	121.52	0.6	6.74	58.56	3074.40				
-7	10	-	17.75	-	-	2.44	433.10	-0.54	0.84	-233.87	363.80	11.90	211.22	0.58	88.50	0.6	7.14	51.97	2338.65				
-8	9	7.0	0.0	-	2.14	-	134.82	-0.61	0.79	-82.24	106.51	11.39	-	0.58	61.78	0.6	6.83	16.18	647.20				
										1069.13											1403.12	72.47	39353.28

Vidange Rapide

$R_2 = 96.0 \text{ m}$

$K_2 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha - W_n) \cdot \tan \phi + \sum C_i \cdot h_i}{\sum G_n \cdot \sin \alpha} = 1.47$

$K'_2 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha - W_n) \cdot \tan \phi + \sum C_i \cdot h_i}{\sum G_n \cdot \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum T_{h_n} \cdot d_n} = 1.06$



N° Des Coupes	$b$ (m)	$h'$ (m)	$h''$ (m)	$h'''$ (m)	$\delta_1$ (t/m <sup>2</sup> )	$\delta_2 = \delta_3$ (t/m <sup>2</sup> )	$G_n$ (t/m)	$\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	$l_n = \frac{b}{\cos \alpha_n}$	$w_{pn} = (h_n'' + h_n''') \delta_n$	$\tan \phi$	$(G_n \cos \alpha_n - w_{pn}) \cdot \tan \phi$	$C_i$	$C_i l_n$	$T_{kn} = \alpha G_n$	$T_{kn} d_n$	Observation	
9	4.0	2.5	-	-	2.14	2.44	21.40	0.75	0.66	16.05	14.12	6.06	0.00	0.58	8.19	0.6	3.64	2.56	140.8		
8	10	12.50	-	-	"	"	247.50	0.67	0.74	179.22	197.95	13.51	0.00	"	114.81	0.6	8.11	32.10	1797.60		
7	"	17.50	-	-	"	"	374.50	0.58	0.81	217.21	303.34	12.35	0.00	"	175.94	"	7.41	44.94	2921.1		
6	"	"	3.50	-	"	"	459.90	0.50	0.87	229.95	400.11	11.49	40.21	"	208.74	"	6.89	55.18	3724.65		
5	"	14.25	7.50	-	"	"	487.95	0.42	0.91	204.94	444.03	10.99	82.42	"	209.73	"	6.59	58.55	4537.62		
4	"	12.00	10.00	-	"	"	500.80	0.33	0.94	165.26	470.75	10.64	106.40	"	211.32	"	6.38	60.10	4958.25		
3	"	9.00	11.00	-	"	"	461.00	0.25	0.97	115.25	447.17	10.31	113.43	"	193.57	"	6.19	55.32	4702.20		
2	"	7.50	9.00	1.50	"	"	416.70	0.17	0.99	70.84	412.53	10.10	106.05	0.42	128.72	0.1	1.01	50.00	4500.00		
1	"	6.50	5.00	3.00	"	"	334.3	0.08	1.00	26.74	334.30	10.00	80.00	"	106.81	"	1.00	40.80	3710.17		
0	"	8.00	-	2.00	"	"	220.0	0.00	1.00	0.00	220.00	10.00	20.00	"	84.00	"	1.00	26.40	2508.00		
-1	"	4.50	-	1.50	"	"	132.90	-0.08	1.00	-10.63	132.90	10.00	15.00	"	49.52	"	1.00	15.95	1555.12		
-2	"	-	-	1.00	"	"	24.40	-0.17	0.99	-4.15	24.17	10.10	10.00	"	5.85	"	1.01	2.93	293.00		
									$\Sigma$	1210.68				$\Sigma$	1497.20	$\Sigma$	50.23		$\Sigma$	34548.51	

Fonctionnement Normal Aval.

$$R_3 = 105.0 \text{ m}$$

$$K_3 = \frac{\Sigma(G_n \cos \alpha_n - w_{pn}) \tan \phi + \Sigma C_i l_n}{\Sigma G_n \sin \alpha_n} = 1.28$$

$$K'_3 = \frac{\Sigma(G_n \cos \alpha_n - w_{pn}) \tan \phi + \Sigma C_i l_n}{\Sigma G_n \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \Sigma T_{kn} d_n} = 1.01$$



N° DES COUPES	$\theta$ (m)	$h_n$ (m)	$h_n''$ (m)	$h_n'''$ (m)	$\delta_1$ (t/m <sup>3</sup> )	$\delta_2 = \delta_3$ (t/m <sup>3</sup> )	Gn	$S_{\text{coud}} = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha_n = \sqrt{1 - S_{\text{coud}}^2}$	Gn. coudn	Gn. souden	$l_n = \frac{G_n}{\cos \alpha_n}$	$v_{\phi} = \delta(h_n'' + h_n''') \times l_n$	$\tan \phi$	(Gn. coudn - $v_{\phi}$ ) $\tan \phi$	$c_i$	$c_i l_n$	$T_n = a G_n$	$T_n \cdot d_n$
4	7.0	-	2.0	-	-	2.44	34.16	0.29	0.96	32.79	9.91	7.29	14.58	0.58	10.56	0.6	4.37	4.10	338.25
3	10	-	8.0	-	-	2.44	390.4	0.21	0.98	382.59	81.98	10.20	81.60	0.58	174.57	0.6	6.12	46.85	3865.12
2	10	-	10.5	3.5	-	2.44	344.05	0.14	0.99	340.61	48.17	10.10	141.40	0.42	83.67	0.1	1.01	41.29	3447.72
1	10	-	13.75	4.75	-	2.44	454.72	0.07	1.0	454.72	31.83	10.0	185.0	0.50	113.28	2.0	2.0	54.56	4555.76
0	10	-	15.5	5.0	-	2.44	503.37	0.0	1.0	503.37	0.0	10.0	205.0	0.42	125.31	0.1	1.0	60.40	4982.95
-1	10	-	17.0	4.5	-	2.44	527.75	-0.07	1.0	527.75	-36.94	10.0	215.0	0.42	131.36	0.1	1.0	63.33	5066.40
-2	10	-	20.0	3.0	-	2.44	563.30	-0.14	0.99	557.67	-78.86	10.10	232.3	0.42	136.65	0.1	1.01	67.60	5239.0
-3	10	-	23.5	1.5	-	2.44	611.05	-0.21	0.98	598.83	-128.32	10.20	255.0	0.42	144.41	0.1	1.02	73.33	5376.42
-4	10	-	25.5	-	-	2.44	622.2	-0.29	0.96	597.31	-180.44	10.42	265.75	0.58	192.30	0.6	6.25	74.66	5189.04
-5	10	-	25.0	-	-	2.44	610.0	-0.36	0.93	567.3	-219.6	10.75	268.75	0.58	173.16	0.6	6.45	73.2	4721.4
-6	10	-	23.25	-	-	2.44	567.3	-0.43	0.90	510.57	-243.04	11.11	258.31	0.58	146.31	0.6	6.67	68.08	4016.72
-7	10	-	20.0	-	-	2.44	488.0	-0.5	0.87	424.56	-244.0	11.49	229.80	0.58	112.96	0.6	6.89	58.56	3045.12
-8	10	3.0	3.0	-	2.14	2.44	137.4	-0.57	0.82	112.67	-78.32	12.19	36.57	0.50	38.05	2.0	24.38	16.49	791.52
-9	7.5	4.5	-	-	2.08	-	94.5	-0.64	0.77	72.76	-60.48	12.99	0	0.50	36.38	2.0	25.98	11.34	510.30
<u>Vidange Rapide</u>										1099.01					1618.97		112.14		51085.1

$$R_1 = 110.0 \text{ m}$$

$$K_1 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \tan \phi + \sum c_i l_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n} = 1.57$$

$$K_1' = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_{pn}) \tan \phi + \sum c_i l_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha_n + \frac{1}{\rho} \sum T_n \cdot d_n} = 1.11$$



N° DES COUPES	b (m)	h <sub>a</sub> (m)	h <sub>1</sub> (m)	h <sub>2</sub> (m)	γ <sub>1</sub> (t/m <sup>3</sup> )	γ <sub>2</sub> = γ <sub>3</sub> (t/m <sup>3</sup> )	G <sub>n</sub>	Sin α = $\frac{r}{r}$	cos α = $\sqrt{1 - \left(\frac{r}{r}\right)^2}$	G <sub>n</sub> · Sin α	G <sub>n</sub> · Cos α	h <sub>n</sub> = $\frac{G_n}{\cos \alpha}$	W <sub>n</sub> = δ(h <sub>1</sub> - h <sub>2</sub> ) × h <sub>n</sub>	tg φ	(G <sub>n</sub> · cos α - W <sub>n</sub> ) tg φ	c <sub>i</sub>	c <sub>i</sub> · h <sub>n</sub>	T <sub>h</sub> = α G <sub>n</sub>	T <sub>h</sub> · d <sub>n</sub>	
4	4	0	1.5	-	-	2.44	14.64	0.31	0.95	4.54	13.91	4.20	6.30	0.58	4.41	0.6	2.52	1.75	122.5	
3	10	-	6.75	-	-	2.44	164.70	0.23	0.97	37.88	159.76	10.31	69.59	0.58	52.30	0.6	6.19	19.76	1383.2	
2	10	-	11.5	1.5	-	2.44	318.25	0.15	0.99	47.74	315.07	10.10	131.30	0.42	77.18	0.1	1.01	38.19	2592.05	
1	10	-	14.0	3.0	-	2.44	385.9	0.08	1.0	30.87	385.9	10.0	170.0	0.50	107.95	2.0	20.0	46.31	3010.15	
0	10	-	15.75	3.5	-	2.44	472.15	0.0	1.0	0.0	472.15	10.0	192.50	0.42	117.45	0.1	1.0	56.65	4107.12	
-1	10	-	17.35	3.0	-	2.44	498.64	-0.08	1.0	-39.89	498.64	10.0	203.50	0.42	123.96	0.1	1.0	59.84	4338.39	
-2	10	-	21.0	1.5	-	2.44	550.05	-0.15	0.99	-82.51	544.55	10.10	227.25	0.42	183.27	0.1	1.01	66.0	4784.61	
-3	10	-	24.0	-	-	2.44	585.60	-0.23	0.97	-134.69	568.03	10.31	247.44	0.58	220.94	0.6	6.19	70.27	4567.55	
-4	10	-	24.0	-	-	2.44	585.60	-0.31	0.95	-181.54	556.32	10.53	252.72	0.58	191.09	0.6	6.32	70.27	4791.87	
-5	10	-	22.75	-	-	2.44	555.1	-0.38	0.92	-210.94	510.69	10.87	247.29	0.58	152.77	0.6	6.52	68.50	3996.0	
-6	10	-	20.0	-	-	2.44	488.0	-0.46	0.89	-224.48	434.32	11.24	224.8	0.58	121.52	0.6	6.74	58.56	3074.40	
-7	10	-	17.75	-	-	2.44	433.10	-0.54	0.84	-233.87	363.80	11.90	211.22	0.58	88.50	0.6	7.14	51.97	2338.65	
-8	9	7.0	0.0	-	2.14	-	134.82	-0.61	0.79	-82.24	106.51	11.39	-	0.58	61.78	0.6	6.83	16.18	647.20	
										1069.13						1403.12			72.47	39353.28

Vidange Rapide

$$R_2 = 96.0 \text{ m}$$

$$K_2 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha - W_n) \cdot \text{tg} \phi + \sum c_i \cdot h_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha} = 1.47$$

$$K'_2 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha - W_n) \cdot \text{tg} \phi + \sum c_i \cdot h_n}{\sum G_n \cdot \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum T_{h_n} \cdot d_n} = 1.06$$



COUPES	$l(m)$	$h'_y(m)$	$h''_n(m)$	$h'''_n(m)$	$\gamma_1 (t/m^3)$	$\gamma_2 = \gamma_3 (t/m^3)$	$G_n$	$S \sin \alpha = \frac{n}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$	$G_n \cdot S \sin \alpha_n$	$G_n \cdot \cos \alpha_n$	$l_n = \frac{l}{\cos \alpha_n}$	$W \varphi = \gamma(h'_y + h''_y) \times l_n$	$\tan \varphi$	$(G_n \cdot \cos \alpha_n - W \varphi) \tan \varphi$	$c_i$	$c_i \cdot l_n$	$T_{t_i} = a G_n$	$T_{t_n} \cdot d_n$
4	8.5	-	3.5	-	-	2.44	72.59	0.31	0.95	22.50	68.96	8.95	31.32	0.58	21.83	0.6	5.37	8.71	714.22
3	10.0	-	10.0	-	-	2.44	244.0	0.23	0.97	56.12	236.68	10.31	103.10	0.58	77.48	0.6	6.18	29.88	2241.0
2	10.0	-	13.5	2.5	-	2.44	392.15	0.15	0.99	58.82	388.23	10.10	161.60	0.42	95.18	0.1	1.01	47.06	3529.5
1	10.0	-	15.25	4.25	-	2.44	478.77	0.08	1.0	38.30	478.77	10.0	195.0	0.42	119.18	0.1	1.0	57.45	4423.65
0	10.0	-	17.0	4.75	-	2.44	534.03	0.0	1.0	0.0	534.03	10.0	217.50	0.42	132.94	0.1	1.0	64.08	4613.76
-1	10.0	-	20.0	4.25	-	2.44	594.67	-0.08	1.0	-47.57	594.67	10.0	242.50	0.42	147.91	0.1	1.0	71.36	5352.0
-2	10.0	-	24.0	2.5	-	2.44	648.35	-0.15	0.99	-97.25	641.87	10.10	267.65	0.58	157.17	0.1	1.01	77.80	5446.0
-3	10.0	-	28.0	-	-	2.44	683.20	-0.23	0.97	-157.14	662.70	10.31	288.68	0.58	216.93	0.6	6.19	81.98	5328.7
-4	10.0	-	27.75	-	-	2.44	677.10	-0.31	0.95	-209.90	643.24	10.53	292.21	0.58	203.60	0.6	6.32	81.25	5362.5
-5	10.0	-	26.25	-	-	2.44	640.50	-0.38	0.92	-243.39	589.26	10.87	285.34	0.58	176.27	0.6	6.52	76.86	4227.3
-6	10.0	-	23.5	-	-	2.44	573.40	-0.46	0.89	-263.76	510.33	11.24	264.14	0.58	142.79	0.6	6.74	68.81	3578.12
-7	10.0	7.25	10.25	-	2.14	2.44	410.60	-0.54	0.84	-221.72	344.90	11.90	121.98	0.58	129.29	0.6	7.14	49.27	2463.5
-8	8.0	7.5	0.0	-	2.14	-	128.40	-0.61	0.79	-78.32	101.44	10.13	0.0	0.50	50.72	2.0	20.26	15.41	785.91
										1143.31					1671.29		69.74		48066.16

Vidange Rapide

$$R_3 = 93.5 \text{ m}$$

$$K_3 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_n) \tan \varphi + \sum c_i l_n}{\sum G_n \cdot S \sin \alpha_n} = 1.52$$

$$K'_3 = \frac{\sum (G_n \cdot \cos \alpha_n - W_n) \tan \varphi + \sum c_i l_n}{\sum G_n \cdot S \sin \alpha_n + \frac{1}{R} \sum T_{t_n} \cdot d_n} = 1.05$$

Tableau Récapitulatif des Résultats  
Coefficient de La Sécurité

Cas de Sollicitations	Coefficients de Sécurité Minimum		Valeurs Admises	
	Sans Séisme	Avec Séisme	Sans Séisme	Avec Séisme
fin de Construction (Amont)	1.81	1.27	1.5	1.05
fin de Construction (Aval)	1.40	1.13	1.5	1.05
fonctionnement Normal (Aval)	1.28	1.01	1.3	1.05
Vidange Rapide (Amont)	1.47	1.05	1.4	1.05



## 7.1. GÉNÉRALITÉ

La submersion d'un barrage en terre au passage d'une forte crue a toujours des conséquences catastrophiques, allant de la destruction des constructions à l'aval, à l'inondation des terres agricoles, et la destruction de l'ouvrage lui-même.

Il est essentiel d'éviter tout déversement par-dessus la crête du barrage. Tout déversement si faible fût-il ne tarderait pas à entailler l'ouvrage.

Ceci est dû à l'insuffisance du dimensionnement des organes d'évacuation ou leur mauvaise exécution.

## 7.2 CHOIX DU TYPE DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE

Pour choisir le type d'évacuateur de crue, il est nécessaire de prendre en considération.

- le type du barrage et les valeurs de la charge d'eau (hauteur d'eau dans la retenue en amont.).
- Les conditions topographiques et géologiques du site du barrage
- la destination de l'aménagement hydraulique.

## 7.3 TYPES D'ÉVACUATEURS

On distingue :

- Les évacuateurs de crue de surface
- Les évacuateurs de crue en puits
- Les évacuateurs de crue en double puits

Nous avons opté <sup>Pour</sup> un évacuateur en puits.

## 7.4. DIMENSIONNEMENT DE L'ÉVACUATEUR DE CRUE

## 7.4.1. FORME DE L'ÉVACUATEUR

- L'ouvrage sans vanne se compose d'une corolle de 13.24 m de diamètre à la crête, située à la cote de la retenue normale 265.0 m.
- La corolle se prolonge par un puit à diamètre constant, débouchant, après une courbe de 90° sur une galerie de diamètre 6.0 m (voir planche N° 6)
- Afin d'éviter l'apparition des phénomènes de cavitation à l'entrée de la galerie, on prévoit un reniflard.
- L'évacuateur de crue se termine par un saut de SKI

## 7.4.2. PREDIMENSIONNEMENT

La crue millénaire à évacuer par le déversoir en puits a un débit de 250 m<sup>3</sup>/s

Le rayon du déversoir est donné par la formule

$$R = \frac{Q}{2\pi\mu\sqrt{g} H^{3/2}}$$

R - rayon de la corolle à la cote du NNR

Q - débit déversé.

H - charge d'eau sur la crête de l'entonnoir

$\mu$  - coefficient du débit égal à 0.48

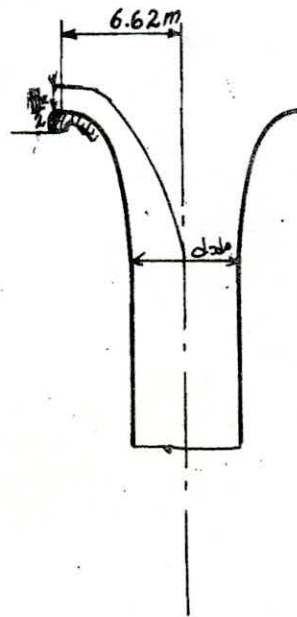
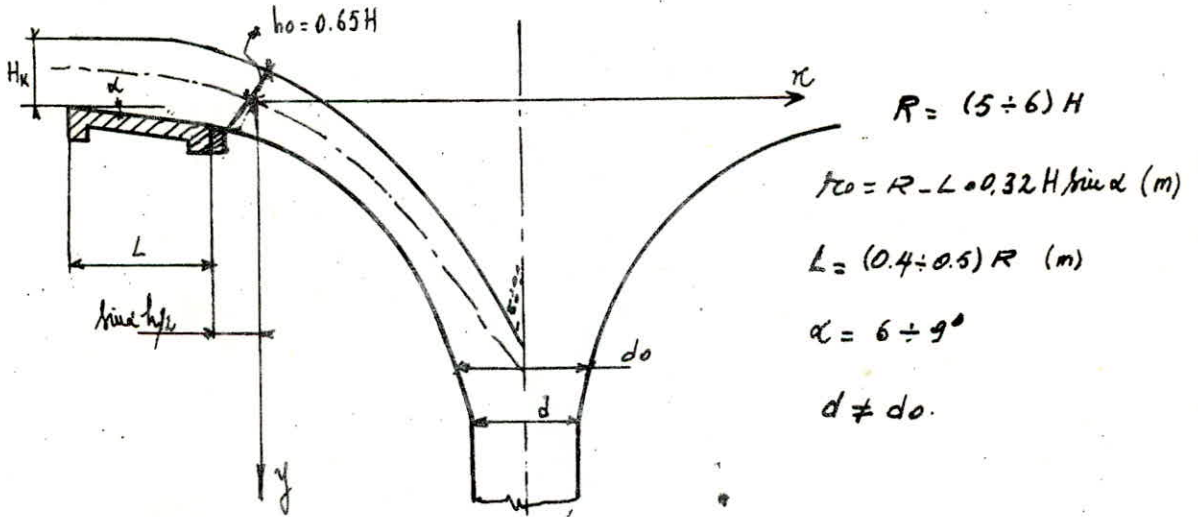
$$R = \frac{250}{0.48 \cdot 2 \cdot \pi \sqrt{2 \cdot 9.81} \cdot 2^{3/2}} = 6.62 \text{ m}$$

Ainsi le diamètre de la corolle sera de 13.24 m



## 7.43 TRACE DE LA COROLLE

Le tracé de la corolle est construit en considérant le mouvement des particules d'eau se trouvant, sur l'axe du jet qui se sont jetés d'un angle  $\alpha$  de l'horizontal avec la vitesse  $V_0$ .



$2H < R < 3H$   
 $\alpha = 0 \quad L = 0$   
 $r_0 = R$   
 $d = d_0$

$$(1) \quad x = v_0 t \cdot \cos \alpha$$

$$(2) \quad y = v_0 t \sin \alpha + g \frac{t^2}{2}$$

$$t = \frac{x}{v_0 \cdot \cos \alpha}$$

d'où

$$y = x \cdot \operatorname{tg} \alpha + \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2 \alpha}$$

Nous avons

$$v_0 = \frac{Q}{2\pi r_0 h_0}$$

$$h_0 = 0.75 H = 0.75 \times 2 = 1.5 \text{ m}$$

$$r_0 = R = 6.62 \text{ m}$$

$$Q = 250 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_0 = \frac{250}{2 \times \pi \times 6.62 \times 1.5} = 4.0 \text{ m/s}$$

pour les points se trouvant sur l'axe du jet, leurs vitesses sont déterminées (jusqu'à l'intersection des jets) par la formule :

$$V = \varphi \sqrt{2gy + v_0^2}$$

$$\varphi = 0.98 - \text{coefficient de vitesse.}$$

à partir de l'équation

$$y = x \operatorname{tg} \alpha + \frac{g x^2}{2 v_0^2 \cos^2 \alpha}$$

$$\text{avec } \alpha = 0$$

nous avons

$$y = \frac{g x^2}{2 v_0^2}$$

$$y = 0.31 x^2$$

le tracé de la corolle est donné par la figure n° 86  
suivant le tableau n° 85



Le diamètre du puits est déterminé par la formule suivante.

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi V_{\max}}}$$

$V_{\max}$  est déterminé à partir de la formule

$$V_{\max} = \varphi \sqrt{2 \times 9.81 \times Y_{\max}}$$

$Y_{\max}$  est déterminé graphiquement.

$$V_{\max} = 0.98 \sqrt{2 \times 9.81 \times 9.5} = 13.38 \text{ m/s}$$

$$d_0 = \sqrt{\frac{4 \times 250}{3.14 \times 13.38}} = 4.88 \approx 5 \text{ m.}$$

### 75- ETUDE DE L'ÉCOULEMENT DANS LA GALERIE

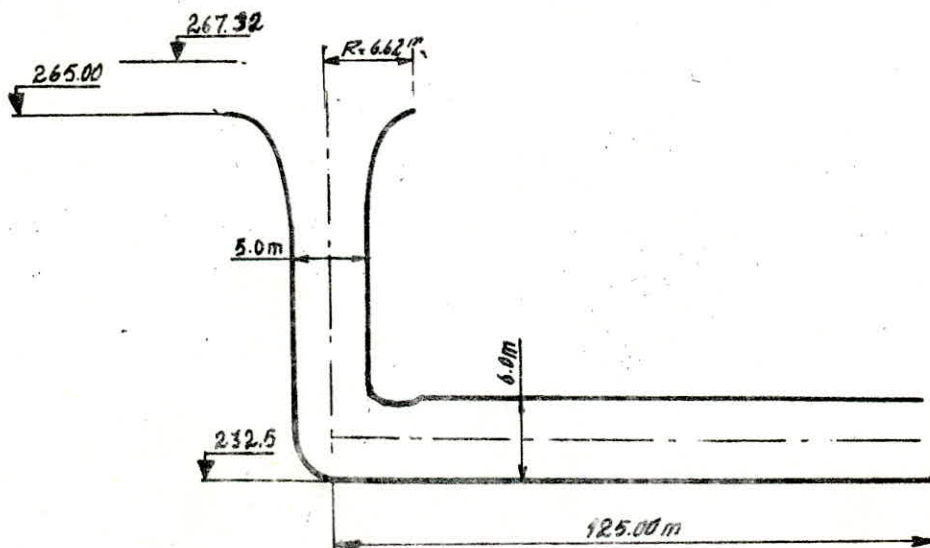
$$V = \frac{4Q}{\pi D^2}$$

vitesse calculée  $\hat{V} = \sqrt{2gH}$

$$V = \hat{V} \Rightarrow \frac{4Q}{\pi D^2} = \sqrt{2gH}$$

d'où

$$H = \frac{16Q^2}{2\pi^2 D^4 g} = 8.27 \text{ m}$$



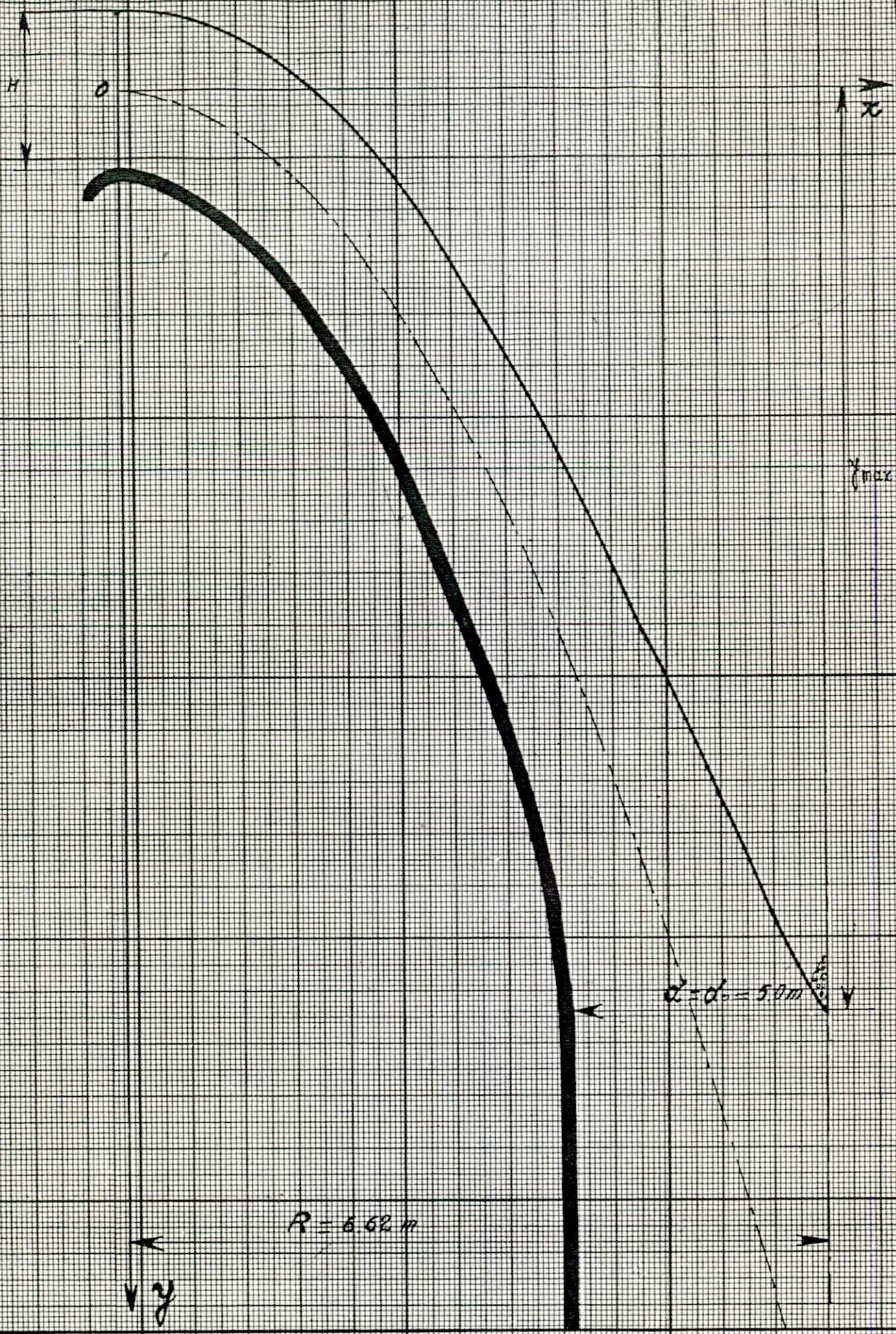
PROFIL DE LA PARTIE DE DEVERSOIR SITUEE AU-DESSOUS DE LA CRETE

$x$ (m)	$y = 0.31 x^2$ (m)	$v = 0.98 \sqrt{19.62y + 16}$ (m/s)	$\mathcal{H} = \mathcal{H}_0 - x$ $\mathcal{H}_0 = 6.62 = R$ (m)	$h = 250 / (2\pi R v)$ (m)
0.00	0.00	3.92	6.62	1.53
0.50	0.08	4.11	6.12	1.58
1.00	0.31	4.60	5.62	1.54
1.50	0.70	5.34	5.12	1.45
2.00	1.24	6.22	4.62	1.38
2.50	1.94	7.20	4.12	1.34
3.00	2.79	8.24	3.62	1.33
3.50	3.80	9.32	3.12	1.37
4.00	4.96	10.43	2.62	1.46
4.50	6.28	11.56	2.12	1.62
5.00	7.75	12.70	1.62	1.93
5.50	9.38	13.86	1.12	2.58
6.00	11.16	15.01	0.62	4.28
6.50	13.10	16.18	0.12	20.49
6.60	13.60	16.48	0.00	—

COORDONNEES DU PROFIL DU DEVERSOIR EN PUIS



ENTREE DU PUIS D'EVACUATION DES CRUES





Perimètre de la crête

$$P = \pi D_{ca} = 13.24 \times 3.14 = 41.595 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{P} = \frac{250}{1.24 \pi} = 6.0104 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$K_{ca} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = 1.54423 \text{ m}$$

d'où

$$H_{Kca} = \frac{3}{2} K_{ca} = 2.3173 \text{ m}$$

Charge dans la section 1-1

$$H_1 = 267.317 - 232.5 = 34.817 \text{ m}$$

Nous prenons une valeur approximative

$$h_1 = 2.5 \text{ m}$$

d'où

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 - h_1)} = \sqrt{2 \times 9.81(34.817 - 2.5)} =$$

$$V_1 = 25.18 \text{ m/s}$$

d'où la section mouillée

$$A_1 = \frac{Q}{V_1} = \frac{250}{25.18} = 9.9283 \text{ m}^2$$

la section pleine 0

$$A_1 = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\frac{A_{10}}{A_1} = \frac{4Q}{V_1 \pi D^2} = 0.3514937 = A_{t1}$$

$$A_{t1} = \frac{\varphi_t - \sin \varphi_t \cdot \cos \varphi_t}{4}$$

$$\varphi_t - \sin \varphi_t \cdot \cos \varphi_t = 1.4045975$$

f(x) = 0

$$*LBL E \text{ Rad STO 01 (RCL 01 - RCL 01 * SIN X RCL 01 * COS - 1.404597}$$

INV SBR

$$*LBL B (1 - RCL 01 * COS) \div 2 = \overset{7}{STO} \text{ R/S}$$



## Remous Circulaire turbulent rugueux et transition

$\begin{array}{l}
 * \text{LBL A } * \text{Rad.} \left( \overset{h_1}{\text{RCL } 24} \div \overset{D}{\text{RCL } 03} \right) \text{STO } 04 \left( \overset{dh}{\text{RCL } 14} \div \overset{D}{\text{RCL } 03} \right) \text{STO } 20 \\
 \left( \overset{?}{\text{RCL } 04} + \overset{dh/D}{\text{RCL } 20} \div 2 \right) \text{STO } 22 \left( 1 - 2 \times \overset{?}{\text{RCL } 22} \right) \text{INV} * \overset{\varphi_i}{\text{Cos}} \text{STO } 06 \\
 \left( \overset{\varphi_i}{\text{RCL } 06} - \overset{\varphi_i}{\text{RCL } 06} * \overset{\varphi_i}{\text{Cos}} \times \overset{\varphi_i}{\text{RCL } 06} * \overset{\varphi_i}{\text{Sin}} \right) \times \overset{D}{\text{RCL } 03} \times^2 \text{STO } 07 \\
 \left( \overset{D}{\text{RCL } 03} \times \overset{\varphi_i}{\text{RCL } 06} \right) \text{STO } 08 \left( \overset{D}{\text{RCL } 03} \times \overset{\varphi_i}{\text{RCL } 06} * \overset{\varphi_i}{\text{Sin}} \right) \text{STO } 21 \\
 \left( \text{RCL } 07 + \text{RCL } 08 \right) \text{STO } 09 \left( \text{RCL } 03 \times \text{RCL } 06 \right) \text{STO } 10 \left( 4 \times \text{RCL } 01 + \right. \\
 \left. \text{RCL } 08 \div \text{RCL } 00 \right) \text{STO } 15 \left( \text{RCL } 10 \text{ Ln} x \times .86 - 1.14 \right) x^2 1/x \text{STO } 11 \\
 \text{STO } 13 \text{INV SBR} \\
 * \text{LBL B A} \left( \text{RCL } 11 + \text{RCL } 09 \times \text{RCL } 01 x^2 \div \text{RCL } 07 x^2 \div 1.225 \right) \text{STO } 12 \\
 \text{INV SBR} \\
 * \text{LBL E B} \left( 1 - \text{RCL } 01 x^2 \div 9.8 \times \text{RCL } 21 \times 64 \div \text{RCL } 07 y^x 3 \right) \div \\
 \left( \text{RCL } 02 - \text{RCL } 12 \right) \times \text{RCL } 14 = \text{SUM } 16 \text{ } 1 \text{SUM } 18 \text{RCL } 14 \text{SUM } 24 \\
 \text{RCL } 20 \text{SUM } 22 \text{RCL } 16 \text{INV SBR} \\
 * \text{LBL C B} \left( \left( 2.51 \div \text{RCL } 15 \div \text{RCL } 11 \sqrt{x} + \text{RCL } 10 \div 3.7 \right) \text{Ln} x \times .86 \right) x^2 \\
 1/x \text{STO } 17 \left( \text{RCL } 17 \div \text{RCL } 11 \right) y^x .86 \times \text{RCL } 11 \text{STO } 11 \left( \text{RCL } 17 - \right. \\
 \left. \text{RCL } 11 \right) * |x| * x \geq t \text{ } 219 \text{RCL } 11 \text{INV SBR} \\
 * \text{LBL D C} \left( \text{RCL } 11 \div \text{RCL } 13 \times \text{RCL } 12 \right) \text{STO } 19 \text{INV SBR} \\
 * \text{LBL } * \text{E' D} \left( \left( 1 - \text{RCL } 01 x^2 \div 9.8 \times \text{RCL } 21 \times 64 \div \text{RCL } 07 y^x 3 \right) \div \right. \\
 \left. \left( \text{RCL } 02 - \text{RCL } 19 \right) \times \text{RCL } 14 \right) \text{SUM } 16 \text{ } 1 \text{SUM } 18 \text{RCL } 14 \text{SUM } 24 \\
 \text{RCL } 20 \text{SUM } 22 \text{RCL } 16 \text{INV SBR} \\
 * \text{LBL } * \text{A' E} \left( \text{RCL } 26 * |x| - \text{RCL } 16 * |x| \right) * x \geq t * \text{A' RCL } 24 \text{R/S} \\
 * \text{LBL } * \text{B' E} \left( \text{RCL } 44 - \text{RCL } 24 \right) \times \text{RCL } 14 = * x \geq t * \text{B' RCL } 16 \text{R/S} \\
 * \text{LBL } * \text{C' } * \text{E'} \left( \text{RCL } 26 * |x| - \text{RCL } 16 * |x| \right) * x \geq t * \text{C' RCL } 24 \text{R/S} \\
 * \text{LBL } * \text{D' } * \text{E'} \left( \text{RCL } 44 - \text{RCL } 24 \right) \times \text{RCL } 14 = * x \geq t * \text{D' RCL } 16 \text{R/S} \\
 * \text{LBL } x^2 0 \text{STO } 16 \text{STO } 18 \text{RCL } 34 \text{STO } 24 \text{R/S (Retour à 0)}
 \end{array}$

## Introduire

.000001  $X \Rightarrow F$   $V \rightarrow 00$   $Q \rightarrow 01$   $J_u \rightarrow 02$   $E \rightarrow 05$   
 $D \rightarrow 03$   $dh \rightarrow 14$   $h_i \begin{matrix} \rightarrow 24 \\ \rightarrow 34 \end{matrix}$   $h_n \rightarrow 44$   $L_n \rightarrow 26$

## Solution point par point

## turbulent rugueux

$E, E, \dots, E \Rightarrow L_i \quad 0 \dots \dots \dots$   
 $RCL \ 24 \Rightarrow h_i \dots \dots \dots$   
 $RCL \ 15 \Rightarrow R \dots \dots \dots$   
 $RCL \ 10 \Rightarrow E/Dh \dots \dots \dots$

Retour à 0 par  $SBR \ X^2$

## Transition

$* E', * E' * E' \Rightarrow L_i \dots \dots \dots$   
 $RCL \ 24 \Rightarrow h_i \dots \dots \dots$   
 $RCL \ 15 \Rightarrow R \dots \dots \dots$   
 $RCL \ 10 \Rightarrow E/Dh \dots \dots \dots$

## Solution Directe

$SBR \ X^2 * C' \Rightarrow h'_n$   
 $RCL \ 16 \Rightarrow L'_n$



$$(\varphi_t) = 1 \rightarrow 19 \quad A \Rightarrow \varphi_t = 1.488985 \quad E \Rightarrow 0 \text{ contrôle}$$

$$B \Rightarrow \bar{f}_t = 0.45840244$$

$$\bar{f}_t = \frac{h_t}{D} \Rightarrow h_t = 0.45840244 \times 6 = 2.75041$$

$h$	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9
$L$	0	32.09	64.41	96.99	129.89
$V$	25.19	21.29	20.26	19.32	18.47
$TR$	-	$1.17 \cdot 10^8$	$1.15 \cdot 10^8$	$1.12 \cdot 10^8$	$1.1 \cdot 10^8$
$E/D_h$	-	0.00093	0.00091	0.00088	0.00086

## 7.6. LAMINAGE DES CRUES

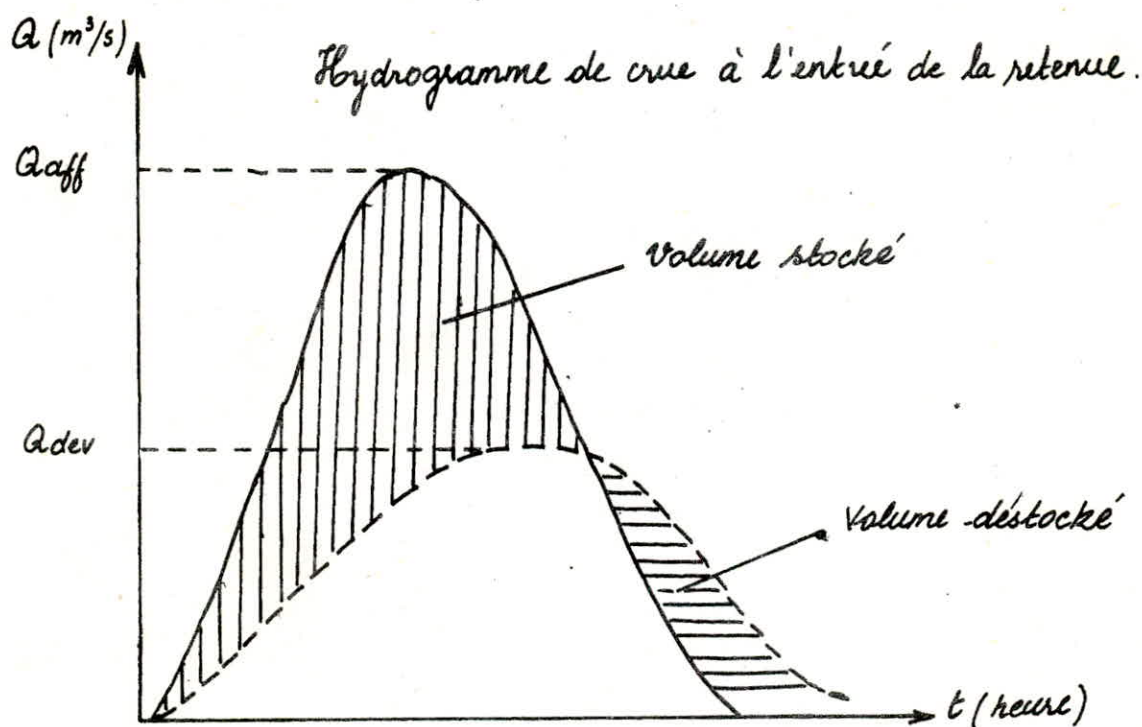
7.6.1 But :

Le laminage des crues joue un rôle très important.

- Il permet de :
  - déterminer les dimensions de l'évacuateur de crue afin d'éviter son surdimensionnement qui peut entraîner un coût excessivement cher.
  - Déterminer la cote maximale du plan d'eau

Schéma de principe

Laminage de crue par la retenue.



L'équation différentielle ci-dessous traduit rigoureusement le mécanisme du laminage

$$Q_{aff}(t) dt = Q_{dev}(t) dt + A(z) dz$$

-  $t$  - temps



$Q_{\text{aff}}$  - débit de crue entrant dans la retenue

$Q_{\text{dev}}$  - Débit sortant de la retenue par l'évacuateur de crue.

$A(z) dz$  - Variation du volume dans la retenue

$Z$  - cote du plan d'eau

### METHODE UTILISEE

La méthode qu'on utilise pour le laminage, est une méthode graphique.

Cette méthode consiste à faire le bilan des volumes affluents et des volumes évacués de la retenue pendant la durée de crue.

Ce bilan, se fera d'heure en heure, afin de connaître la variation du plan d'eau.

Soit  $Q_i$  le débit affluent à l'instant  $t_i$

$Q_{i+1}$  le débit affluent à l'instant  $t_{i+1}$

Le débit affluent moyen entre ces instants est égal à la moyenne arithmétique des deux débits  $Q$  correspondants

$$Q_{i, i+1} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$$

L'apport en volume de la crue entre l'instant  $t_i$  et  $t_{i+1}$  sera donc

$$V_{\text{aff}} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \times \Delta t$$

sachant que  $\Delta t = t_{i+1} - t_i$

Le volume affluent entre l'instant  $t_i$  et  $t_{i+1}$ , n'est pas évacué systématiquement, une partie déversée et le

le reste contribue à surélever le plan d'eau dans la retenue.

$$V_{\text{aff}} = \Delta V_{\text{lac}} + \frac{(Q_{\text{dev}} + Q_{\text{in dev}})}{2} \Delta t$$

A partir de cette relation on peut déterminer la cote maximale du plan d'eau et de débit maximum laminé.

On trace la courbe  $V = f(H)$  à partir de la cote du NNR et des courbes.

$$V - \frac{\Delta V_{\text{dev}}}{2}$$

$$\text{et } V + \frac{\Delta V_{\text{dev}}}{2}$$

à chaque volume partiel déversé ( $V$ ), on fait correspondre par intersection avec la courbe  $V + \frac{\Delta V_{\text{dev}}}{2}$  une hauteur de déversement, et un débit déversé laminé

(voir planche N°7)

En application de cette méthode on obtient

- cote maximale déversée

$$267.0 \quad (\text{crue millénaire})$$

correspond à la lame déversée

$$H_{\text{dev max}} = 2.0 \text{ m}$$

et un débit maximum déversé

$$Q_{\text{max dev}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$$



## LAMINAGE DE CRUES DE PROJET

temps (heure)	$Q_{aff.}$ ( $m^3/s$ )	$\Delta t$ (heure)	$Q_{aff. (moy)}$ ( $m^3/s$ )	$V_{aff.}$ ( $hm^3$ )	$h_d$ (m)	$Q_d$ ( $m^3/s$ )
0.0	0.0					
		0-1	16.75	0.06	0.04	3.5
1	33.5					
		1-2	83.75	0.30	0.24	15.0
2	134.0					
		2-3	217.5	0.78	0.80	60.0
3	301.0					
		3-4	332.5	1.20	1.54	165.0
4	364.0					
		4-5	311.0	1.12	1.96	230.0
5	258.0					
		5-6	221.0	0.80	2.06	250.0
6	184.0					
		6-7	152.0	0.55	1.84	215.0
7	120.0					
		7-8	98.25	0.35	1.52	160.0
8	76.5					
		8-9	62.25	0.22	1.26	120.0
9	48.0					
		9-10	35.5	0.13	1.02	85.0
10	23.0					
		10-11	18.5	0.07	0.82	60.0
11	14.0					
		11-12	11.0	0.04	0.64	45.0
12	8.0					
		12-13	6.0	0.02	0.5	35.0
13	4.0					
		13-14	2.0	0.007	0.38	25.0
14	0.0					

## 7.7 DERIVATION PROVISOIRE, BATARDEAU

### 7.7.1 UTILISATION ET BUT

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

La submersion est l'un des catastrophes, 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 par l'intermédiaire d'une galerie.

### 7.7.2. CONCEPTION

Le BED-ROCK n'affleure pas dans le lit de l'oued sur toute la largeur de l'ouvrage. Une fondation <sup>sûre</sup> n'est ~~pas~~ pas disponible pour une conduite en béton passant sous le barrage qui aurait besoin de garantie contre les tassements.

Par contre le BED-ROCK affleure sur la rive gauche à travers les berges et pourrait servir de fondation pour une structure de dérivation.

### 7.7.3 DIMENSIONNEMENT

Nous fixons la hauteur du batardeau, en prenant en considération le volume de matériaux pouvant être mis en place pendant la saison sèche.

Cet ouvrage est dimensionné pour évacuer la crue de chantier qui sera prise égale à la crue décennale  $Q_{10} = 215 \text{ m}^3/\text{s}$   
- La cote du radier à l'entrée de la galerie est de 226.0 m



- La Longueur totale est de 220.0 m

- La pente est de 0.0091

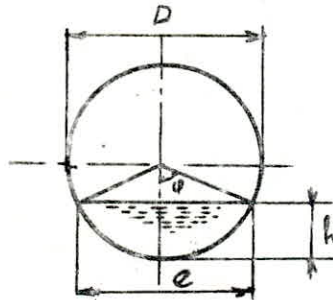
Pour déterminer le diamètre qui s'adapte le mieux pour le dimensionnement de la galerie, nous procédons par tâtonnement en changeant à chaque fois le diamètre  $D = 5.0$  m

#### 1.14. ETUDE DES TYPES D'ÉCOULEMENT

##### - ÉCOULEMENT A SURFACE LIBRE

Pour étudier cet écoulement, nous utiliserons la théorie de la longueur fluïdodynamique appliquée au profil circulaire partiellement mouillé à partir des abaques réalisés par

M<sup>r</sup> GÉSA LAPRAY



Nous faisons varier le coefficient de forme  $\gamma$  ( $\frac{h}{D} = 0.1 \div 0.9$ ) et nous déterminons le débit  $Q$  correspondant.

Ainsi pour chaque débit, nous calculons la profondeur critique  $h_c$  correspondante.

Données pour le calcul sont

$$D = 5.0 \text{ m}$$

$$E = 1 \text{ mm}$$

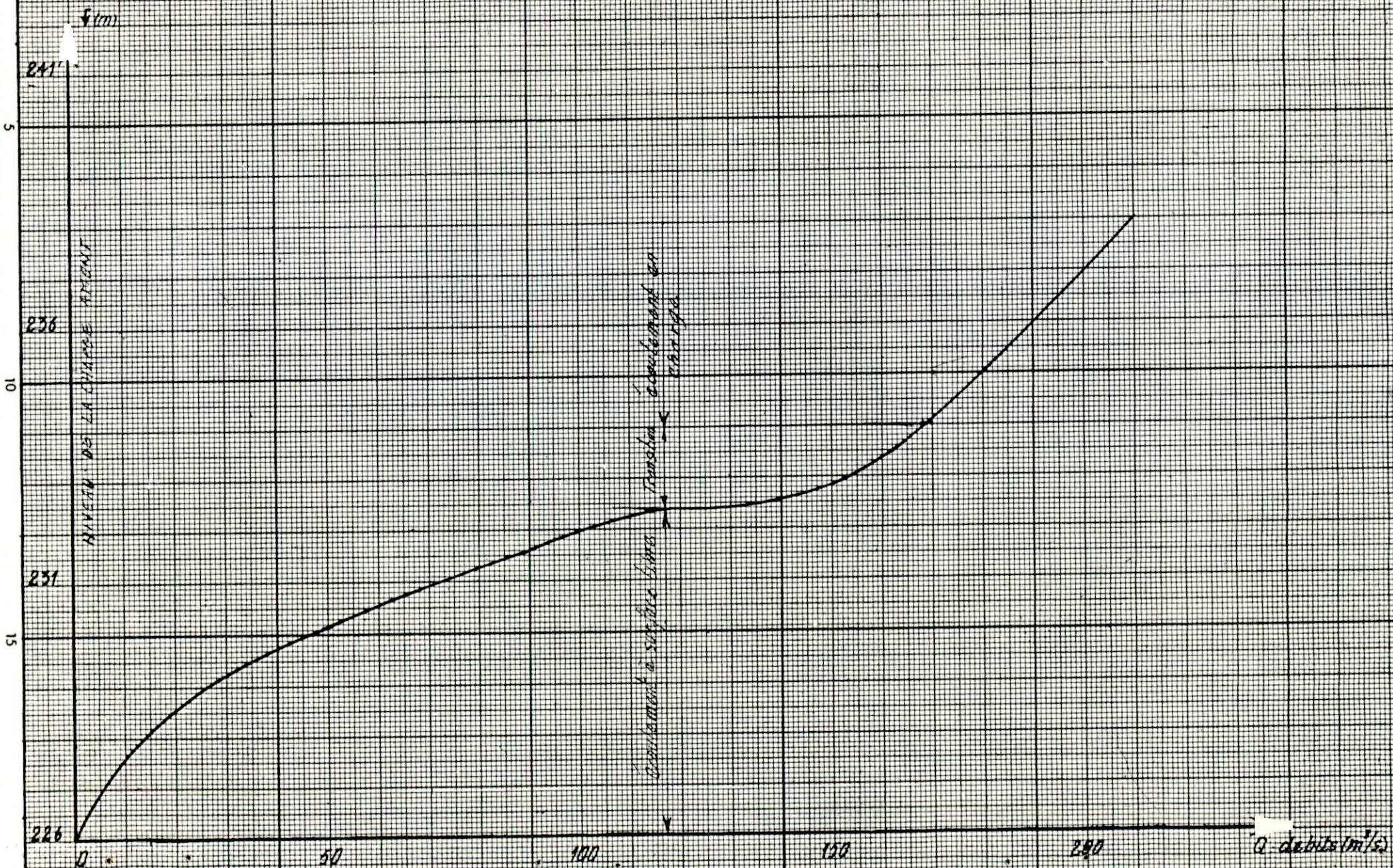
$$J = 0.0091$$

$$\nu = 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$f = \frac{h}{D}$	$h$ (m)	$D_h$ (m)	$D_{ho}$	$D_o$	$Q$ (m <sup>3</sup> /s)	$H$ (m)	Niveau Amont (m)
0.1	0.5	1.27	1.672	6.572	3.5	0.9	226.9
0.2	1.0	2.41	1.854	3.844	11.85	1.90	227.9
0.3	1.5	3.41	1.943	2.842	26.56	3.0	229.0
0.4	2.0	4.28	1.987	2.319	56.9	4.35	230.35
0.5	2.5	5.00	2.00	2.00	81.58	5.25	231.25
0.6	3.0	5.55	1.988	1.790	104.35	6.0	232.0
0.65	3.25	5.70	1.973	1.712	118.58	6.3	232.3
0.7	3.5	5.92	1.952	1.648	142.0	6.6	232.6
0.8	4.0	6.08	1.891	1.554	156.53	7.24	233.24
0.9	4.5	5.76	1.793	1.504	161.27	7.94	233.94
1.0	5.0	5.00	1.539	1.539	151.78	8.05	234.05



COURBE DEBIT-HAUTEUR DE LA DERIVATION PROVISOIRE





Condition d'écoulement

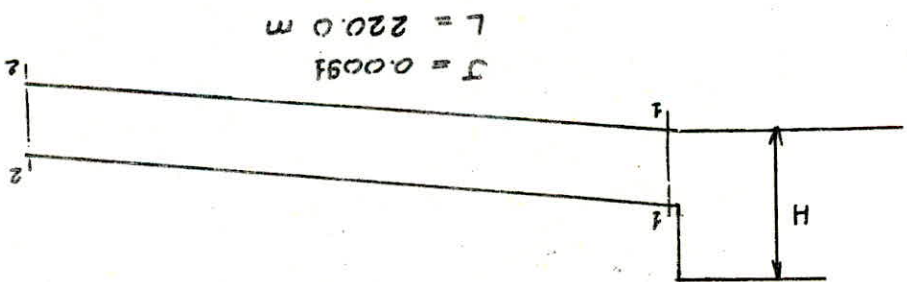
- Si  $H < 1.5D$  l'écoulement reste à surface libre

Pour notre cas l'écoulement à surface libre a été observé

à partir de  $\bar{\gamma} = 0.65$ .

Si  $1.3 < H < 1.5$  l'écoulement est en transition.

Si  $H > 1.5D$  l'écoulement est en charge.



Nous appliquons le théorème de BERNOLLI aux sections

1 et 2 nous avons :

$$z_1 + \frac{v_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} = z_2 + \frac{v_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma}$$

$v_1 = 0$  (négligeable par rapport à la vitesse dans la conduite)

$p_1 = p_2 =$  pression atmosphérique

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

$\Delta H$  - pertes de charge locale + pertes de charge de frottement

$$\Delta H = l_e \frac{f}{D} \frac{v^2}{2g} = l_e \frac{f}{D} \frac{Q^2}{\pi^2 D^5} = 8 l_e \frac{f}{D} \frac{Q^2}{\pi^2 D^5}$$

$$= 0.08271 l_e \frac{f Q^2}{D^5}$$

$$f = (1.14 - 0.86 \ln \frac{D}{\epsilon})^{-2}$$

$$= (1.14 - 0.86 \ln \frac{0.001}{5})^{-2}$$

$$= 0.0139$$

coefficient de frottement d'après NIKURADZE



H	AMONT (m)	NIVEAU	AMONT (m)	DEBIT	EVACUE (m <sup>3</sup> /s)
7	233	234	169.8	158.1	194.1
8	235	236	180.8	194.1	200.9
9	237	238	194.1	200.9	210.3

Nous faisons varier la hauteur à l'amont de la galerie, nous aurons.

d'où  $Q = \sqrt{\frac{H-0.5}{2.7 \cdot 10^{-4}}}$

$$H - 0.5 = 2.7 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$Z = H + 5L - D/2 = 2.7 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$Z = 2.7 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$\frac{v^2}{2g} = \frac{8Q^2}{\pi^2 g D^4} = 1.3 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$= 1.4 \cdot 10^{-4} Q^2$$

$$\Delta H = \frac{0.08271 \times 400 \times 0.0139}{5} Q^2$$

$$L_e = 220 + 180 = 400 \text{ m}$$

$$L_{e1} = \frac{0.5 \times 5}{0.0139} = 180 \text{ m}$$

$$\sum Y = Y_e = 0.5$$

$$L_{e1} = \frac{\sum Y D}{f}$$

L - longueur totale.  
 L<sub>e</sub> - longueur équivalente.  
 L<sub>e</sub> = L + L<sub>e1</sub>

## 7.8. VIDANGE DE FOND

La galerie de dérivation provisoire de diamètre  $\phi 5.0$  m, sera aménagée, comme organe pour la vidange de fond.

7.8.1. Rôle : L'ouvrage de vidange de fond est destiné à remplir les fonctions suivantes.

- Abaisser le niveau de la retenue, pour rendre possible la visite et l'entretien du barrage.

- Evacuer une partie du débit pendant les crues.

## 7.8.2 OUVRAGE DE TÊTE

## - PERTUIS

L'ouvrage de tête est constitué par un pertuis avec vannes.

Le dimensionnement du pertuis a été calculé, afin d'assurer un écoulement en surface libre dans la galerie pour un remplissage inférieur à 70%.

Le pertuis a été dimensionné pour un débit de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$  nous utilisons la relation suivante pour un débit à travers un pertuis rectangulaire de largeur  $l$ , et de hauteur  $a$ .

$$Q = m \cdot A_p \sqrt{2gH_1}$$

-  $H$  - étant la charge au-dessus du pertuis égale à  $36.5 \text{ m}$

-  $m = 0.9$  - coefficient du débit.

-  $A_p = l \times a$  - section du pertuis rectangulaire.

$$A_p = \frac{Q}{0.9 \sqrt{2gH}} = 2.07 \text{ m}^2$$

$$A_p = 2.07 \text{ m}^2$$



## BATARDEAU

Le batardeau est une petite digue en alluvions dont l'étanchéité est assurée par un noyau symétrique en argile, qui sera incorporé dans le corps du barrage.

- La largeur en crête a été prise égale à 5.0 m

- pente amont égale à 1:3 ,

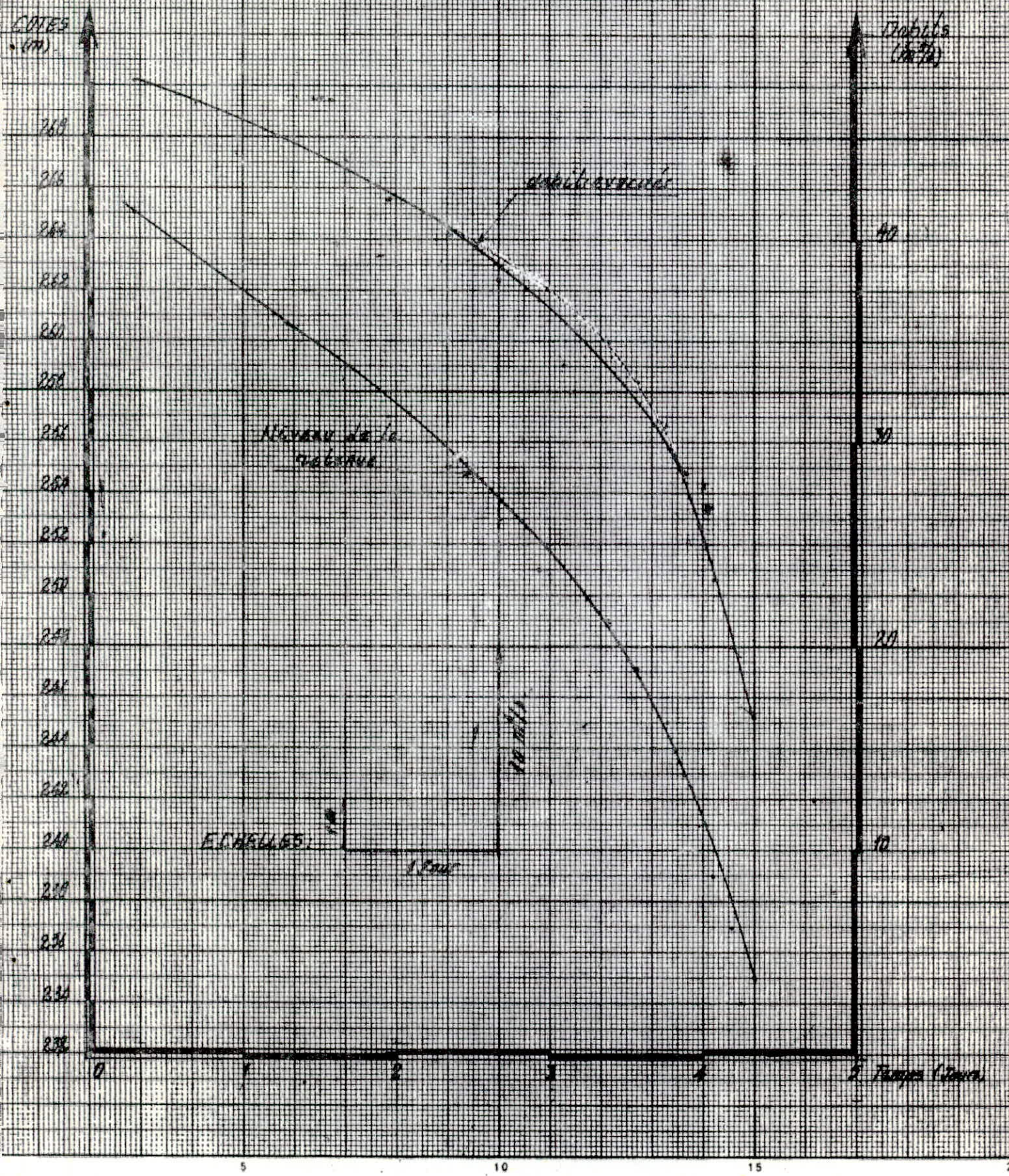
aval égale à 1:0.7

## CALCUL DU TEMPS DE VIDANGE

Cotes Amont (m)	Volume (hm <sup>3</sup> )	DV (hm <sup>3</sup> )	h moy (m)	Q <sub>ur moy</sub> = 0.9 A. (3gh)	Temps (s)	Temps cumulé (s)	Temps (jours)
265	14.6						
		1.2	33.5	47.76	25124.4	25124.4	0.29
264	13.4						
		1.7	32	46.68	36410.17	6154257	0.71
262	11.7						
		1.9	30	45.20	42035.40	103577.36	1.20
260	9.8						
		1.8	28	43.67	49210.50	144786.99	1.68
258	8.0						
		1.0	26	42.08	23764.26	168560.44	1.95
256	7.0						
		1.4	24	40.43	34627.76	203177.20	2.35
254	5.6						
		1.1	22	38.71	28470.43	231604.63	2.68
252	4.5						
		0.8	20	36.90	21680.22	253274.94	2.93
250	3.7						
		1.4	18	38.01	39971.57	293271.42	3.39
248	2.3						
		0.5	16	33.01	15146.92	308420.35	3.57
246	1.8						
		0.5	14	30.88	16191.71	324612.05	3.76
244	1.3						
		0.3	12	28.56	10504.20	335116.25	3.88
242	1.0						
		0.2	10	26.01	7665.77	342782.05	3.97
240	0.8						
		0.2	8	23.34	8568.98	351351.03	4.07
238	0.6						
		0.2	6	20.21	9896.09	361247.10	4.18
236	0.4						
		0.2	4	16.50	12121.21	373368.31	4.32
234	0.2						



# NIVEAUX ET DEBITS EN FONCTION DU TEMPS DE VIDANGE

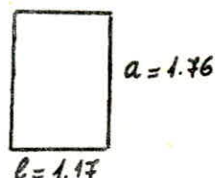




$$A_p = 1.5 \text{ l}^2.$$

$$\frac{a}{l} = 1.5$$

$$\left\{ \begin{array}{l} l = 1.17 \\ a = 1.76 \end{array} \right.$$



#### - VANNES

On dotera la conduite de vidange de fond de deux vannes en série, l'une de garde, et l'autre batardeau qui ne sera utilisée qu'en cas d'avarie.

#### - RENIFLARD

Il est prévu un apport d'air par l'intermédiaire d'un reniflard, afin d'obtenir une pression à l'intérieur de la galerie voisine à celle de l'air, et ceci afin d'éviter les phénomènes de cavitation autour de la vaine contractée à l'entrée de la galerie.

#### 7.83 LIGNE D'EAU DANS LA GALERIE

Le calcul a été réalisé à partir du programme sur T.I 59 élaboré par Mr GÉSA LAPRAY

Le remous est calculé à partir de la formule de base

$$\frac{dh}{dl} = \frac{J_k - J}{1 - \frac{Q^2 e}{g A^3}}$$

Données de base.

$$Q = 50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = 220 \text{ m}$$

$$h_1 = 0.9 \text{ m}$$

$$dh = 0.1 \text{ m}$$

$$K = 2.5$$

$$J_u = 0.0091$$



## - RESULTATS

$L_i$	0	29.47	59.61	90.52	122.34	155.35	189.91	226.65
$h_i$	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
$R$ ( $10^6$ )	-	0.44	0.42	0.40	0.38	0.37	0.35	0.34
$E/D_h$	-	0.0022	0.0020	0.0018	0.0017	0.0016	0.0015	0.0014
$V_6$	20.8	17.80	15.61	13.80	12.32	11.11	10.09	9.23

## 7.9. PRISE D'EAU

## 7.9.1 BUT :

L'ouvrage de prise d'eau à pour but de prélever dans un cours d'eau ou dans un réservoir le débit nécessaire à chaque instant à l'alimentation ou à l'irrigation

## 7.9.2 DIMENSIONNEMENT

La prise d'eau est une canalisation destinée, à fournir l'eau nécessaire à l'irrigation de la plaine de SIDI-AKACHA, dont la superficie irrigable est égale à  $F = 1600$  ha, en effet nous pouvons déterminer le débit de prise d'eau.

$$Q = q \cdot F$$

$q$  = débit spécifique d'arrosage, pour les régions sèches, il varie de (0.3 ÷ 1.0) l/s/ha en fonctions des cultures arrosées

$F$  - Superficie à irriguer en ha.

$$Q = 1 \times 1600 = 1600 \text{ l/s} = 1.6 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$D = 1.0 \text{ m}$$

$$V = 2.03 \text{ m/s}$$

(Pour d'avantage voir planche N° 6)

## 7.10. OUVRAGES AVALS

## 7.10.1 GÉNÉRALITÉ

La dissipation de l'énergie à l'aval peut être réalisée soit :

- Par bassin de dissipation à dents REHBOK ( pour diminuer la longueur du bassin ) .
- Par bassin de dissipation normale .
- Par un saut de SKI .

## 7.10.2 DISSIPATEUR D'ÉNERGIE A L'AVAL DU PUIIS

Le choix sera porté sur un saut de SKI pour des raisons topographiques .

## 7.10.3 COURBURE DES DÉFLECTEURS

Pour choisir le rayon de courbure, il faut tenir compte de la pression exercée sur le radier .

En pratique, le rayon est tel que

$$R \geq 5h.$$

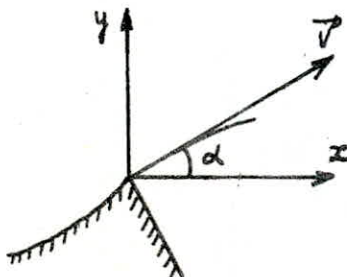
$h$  - hauteur d'eau à la sortie de la galerie .

$$h = 2.9 \text{ m.}$$

Nous adoptons <sup>pour</sup> un rayon de courbure qui est égal à

$$R = 15.0 \text{ m}$$

## TRACÉ DU JET





$$(1) \quad x = (v \cos \alpha) t$$

$$(2) \quad y = (v \sin \alpha) t - \frac{1}{2} g t^2$$

Nous tirons  $t$  de l'équation (1)

$$t = \frac{x}{v \cos \alpha}$$

puis nous remplaçons  $t$  dans l'équation (2)

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

$$\text{avec } h = \frac{v^2}{2g}$$

On détermine la portée à partir de la relation suivante

$$x = 1.8 \left( h + \frac{v^2}{2g} \right) \sin 2\alpha$$

$$h = 2.9 \text{ m} \quad v = 18.47 \text{ m/s}$$

$\alpha$  - L'Angle qui correspond à la portée égal en général à  $30^\circ$

$$x = 1.8 \left( 2.9 + \frac{(18.47)^2}{2 \times 9.81} \right) \sin 2 \times 30 =$$

$$x = 31.32 \approx 32 \text{ m}$$

ESTIMATION DU COUT

DESIGNATION	UNITE	QUANTITE	PRIX UNIT	PRIX TOTAL
<u>I. DIGUE</u>				
DECAPAGE	100 m <sup>2</sup>	30 400	20	608 000
EXCAVATION DES TRANCHÉES	m <sup>3</sup>	450	23	10 350
REMBLA ET COMPACTAGE DU HOYAU	m <sup>3</sup>	2 750	55	1 512 500
REMBLA ET COMPACTAGE DU MASSIF	m <sup>3</sup>	42 000	110	4 620 000
FILTRES	m <sup>3</sup>	12 700	112	1 524 000
VOILES D'INJECTION + DIVERS 5%	mL	7 000	2 000	14 000 000
TOTAL DIGUE				23 500 000
<u>II. EVACUATEUR</u>				
EXCAVATION AVEC SOUTÈREHMENT	m <sup>3</sup>	14 120	1 400	19 770 000
BETON POUR REVETEMENT	m <sup>3</sup>	1 000	1 500	1 500 000
BETON POUR TULIPE	m <sup>3</sup>	300	1 500	450 000
BETON POUR SAUT DESKY + DIVERS	m <sup>3</sup>	100	1 500	1 500 000
TOTAL EVACUATEUR				21 800 000
<u>III. OUVRAGES DE DERIVATION</u>				
EXCAVATION	m <sup>3</sup>	3 500	60	210 000
BETON ARME	m <sup>3</sup>	1 000	1 500	1 500 000
TOUR DE PRISE, GALERIE BASSIN DE DESSIPATION ENTREE + DIVERS	m <sup>2</sup>	5 400	2 000	10 800 000
TOTAL OUVRAGES DE DERIVAT				13 140 000
<b>COUT TOTAL: 58 500 000 D.A</b>				



## III

## ORGANISATION DE CHANTIER

La construction d'un projet de l'envergure d'un barrage exigera .

- Une organisation rigoureuse du chantier.
- La mobilisation des moyens nécessaires
- La programmation judicieuse des travaux
- Un contrôle régulier.

### 8.1 TRAVAUX DE CHANTIER

#### 8.1.1 PRÉPARATION

- Installation du chantier
- Tracé des voies d'accès aux différents points du chantier.
- Creusement et construction de la dérivation provisoire
- Préparation de la zone d'emprunt.
- Décapage des fondations.

#### 8.1.2 EXÉCUTION DE L'OUVRAGE

- Exécution des remblais
- Exécution des tapis filtrants
- Genie-civil des ouvrages, prise d'eau vidange de fond
- Genie-civil des ouvrages de l'évacuateur de crues
- Mise en place des équipements hydrauliques.
- Revêtement de la crête
- Routes d'accès
- Travaux de finition

## 8.2 MOYENS MATERIELS

- De transport
- D'excavation
- De compactage
- Centrale de beton
- Centrale d'injection

## 8.3 PRÉPARATION DU TERRAIN ET DES FONDATIONS

Les pistes de circulation devront être aménagées aux différents points du chantier.

De larges espaces devront être préparés autour de l'emprise du barrage pour le stockage des matériaux prélevés de la zone d'emprunt.

L'assise du barrage sera décapée pour enlever toute terre organique, ou roche sérieusement altérée ou fissurée.

Le contact du noyau imperméable, demandera des soins spéciaux, par la suite la tranchée du noyau devra être creusé jusqu'à une profondeur d'environ 3 m.

## 8.4 IMPLANTATION DE L'OUVRAGE

La matérialisation des éléments dans le site sera nécessaire.

- Axe du barrage
- filtres
- Axes des ouvrages

## 8.5 TRAITEMENT DE SURFACE

On procédera sur les rives au déblai des alluvions



## 8.6 MISE EN PLACE DE REMBLAIS

### 8.6.1 NOYAU

La mise en place du noyau, devra se faire en veillant à respecter les limites de la teneur en eau et des pressions de compactage.

### 8.6.2 ENROCHEMENT DU PRISME DE DRAINAGE

Les enrochements seront disposés, par couches de dimensions correspondant aux dimensions des blocs.

### 8.6.3 FILTRES

Les matériaux constituant les filtres seront déversés par couches de 10 à 20 cm et compactés au rouleau. Il s'avérera donc nécessaire de veiller à une bonne homogénéité de la granulométrie des matériaux de chaque couche.

### 8.6.4 PROTECTION DES TALUS

Les enrochements de protection des talus seront arrangés à l'aide d'une grue, en veillant à ne pas détériorer les filtres.

### 8.6.5 RECHARGES

Les recharges ne posent pas de problème comme le noyau. Elles seront faites par déversement en couches, et compactées de préférence.

Les couches pourront être d'épaisseur de l'ordre de (40 ÷ 50) cm.





# SOMMAIRE

TITRE	PAGE
INTRODUCTION . . . . .	1
<b>I TOPOGRAPHIE . . . . .</b>	<b>3</b>
1. Emplacement . . . . .	3
2. Acces au site . . . . .	3
3. Topographie du site . . . . .	3
4. Equipement du bassin versant . . . . .	3
5. Choix de l'axe . . . . .	5
<b>II GEOLOGIE . . . . .</b>	<b>7</b>
1. Reconnaissances effectuees . . . . .	7
2. Geologie du site . . . . .	9
3. Permeabilite . . . . .	9
4. Geologie de la cuvette . . . . .	9
5. Seismicite de la region . . . . .	11
6. Etudes des zones d'imprunts . . . . .	12
7. Prelevements effectues dans la cuvette . . . . .	12
8. Estimation sur les volumes . . . . .	14
<b>III HYDROLOGIE . . . . .</b>	<b>15</b>
1. Caracteristiques hydrographiques . . . . .	17
2. Hydrogrammes de crues . . . . .	18
<b>IV BARRAGE . . . . .</b>	<b>23</b>
1. But du barrage . . . . .	23
2. Types de barrage a envisager . . . . .	23
3. Corps du barrage principale . . . . .	24
4. Volume mort ou garde d'envasement . . . . .	24
4.1. Volume mort . . . . .	24
4.2. Volume utile . . . . .	26
5. Niveau des plus hautes eaux . . . . .	26
6. Calcul de la revanche . . . . .	27
7. Cote de la crete . . . . .	32
8. Hauteur maximale . . . . .	34
9. Largeur de la crete du barrage . . . . .	34
10. Longueur en crete du barrage . . . . .	36
11. Pente des talus . . . . .	36
12. Protection des talus du barrage . . . . .	37
12.1. Talus amont . . . . .	38
12.2. Talus aval . . . . .	39
13. Moyau en argile . . . . .	39
14. Prisme de drainage . . . . .	40
15. Filtres . . . . .	40
16. Materiaux de construction . . . . .	42
16.1. Moyau et batardeau . . . . .	42
16.2. Massif amont et aval . . . . .	44

V INFILTRATIONS . . . . .	46
1. Généralités . . . . .	46
2. Estimation du débit de fuite . . . . .	46
2.1. Tracé de la ligne phréatique . . . . .	47
3. Injections . . . . .	53
4. Permeabilité . . . . .	53
VI STABILITE . . . . .	55
1. Description du glissement . . . . .	55
2. Principe de calcul de la stabilité . . . . .	55
3. Méthode utilisée . . . . .	56
3.1 Méthode des tranches . . . . .	56
4. Sollicitations dues aux séismes . . . . .	60
5. Cas les plus défavorables à envisager pour le calcul de la stabilité d'un barrage en terre . . . . .	61
VII EVACUATEUR DE CRUE . . . . .	80
1. Généralités . . . . .	80
2. Choix du type de l'évacuateur de crue . . . . .	80
3. Types d'évacuateurs . . . . .	80
4. Dimensionnement de l'évacuateur de crue . . . . .	81
4.1. Forme de l'évacuateur . . . . .	81
4.2. Predimensionnement . . . . .	81
4.3. Tracé de la corolle . . . . .	82
5. Etude de l'écoulement dans la galerie . . . . .	84
6. Laminage des crues . . . . .	91
6.1. But . . . . .	91
6.2. Méthode utilisée . . . . .	92
7. Derivation provisoire, batardeau . . . . .	95
7.1. Utilisation et but . . . . .	95
7.2. Conception . . . . .	95
7.3. Dimensionnement . . . . .	95
7.4. Etude des types d'écoulement . . . . .	96
8. Vidange de fond . . . . .	101
8.1. Rôle . . . . .	101
8.2. Ouvrages de tête . . . . .	101
8.3. Ligne d'eau dans la galerie . . . . .	104
9. Prise d'eau . . . . .	105
9.1. But . . . . .	105
9.2. Dimensionnement . . . . .	105
10. Ouvrages avals . . . . .	106
10.1. Généralités . . . . .	106
10.2. Dissipateur d'énergie à l'aval du puits . . . . .	106
10.3. Courbures des deflecteurs . . . . .	106



<b>III ORGANISATION DE CHANTIER.</b> . . . . .	<b>111</b>
1. <i>Travaux de chantier</i> . . . . .	111
1.1. <i>Préparation</i> . . . . .	111
1.2. <i>Exécution de l'ouvrage</i> . . . . .	111
2. <i>Moyens matériels</i> . . . . .	112
3. <i>Préparation du terrain et des fondations</i> . . . . .	112
4. <i>Implantation de l'ouvrage</i> . . . . .	112
5. <i>Traitement de surfaces</i> . . . . .	112
6. <i>Mise en place de remplai</i> . . . . .	113
6.1. <i>Hoyau</i> . . . . .	113
6.2. <i>Enrochement du prisme de drainage</i> . . . . .	113
6.3. <i>Filtres</i> . . . . .	113
6.4. <i>Protections des talus</i> . . . . .	113
6.5. <i>Recharges</i> . . . . .	113
<i>Planning des travaux</i> . . . . .	114

## BIBLIOGRAPHIE

- LEANG. LIM. H. .... COURS FEN 201 EHP 1983/84
- GEZA. LAPRAY. .... COURS FEN 195 ET  
COURS D'HYDRODYNAMIQUE  
EHP 1982/83
- MALLET ET PACQUANT. .... LES BARRAGES EN TERRE  
EYROLLES PARIS 1951
- H. VARLET ..... BARRAGES-RESERVOIRS 1.2.3  
EYROLLES PARIS 1966
- M. CARLIER ..... HYDRAULIQUE GENERALE ET APPLIQUEE  
EYROLLES. PARIS 1972
- POPOV ..... COURS FEN 201 EHP 1982/83
- MILLOUDI ..... T.D FEN 201 EHP 1982/83
- MESSAID ET BELLAHSENE ..... THESE DE FIN D'ETUDE  
EHP PROMOTION JANVIER 1983
- R. YOUSFI ..... THESE DE FIN D'ETUDE  
INA PROMOTION SEPTEMBRE 82
- A. KOUZHETSOV ..... PROFESSEUR A I.N.A  
CONSTRUCTIONS HYDRAULIQUES  
ALGER 1975
- R. GINOCCHIO ..... AMENAGEMENTS HYDROELECTRIQUES  
EYROLLES PARIS 1959



