

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
«O»

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

EN VUE DE L'OBTENTION DU  
DIPLOME D'INGENIEUR EN HYDRAULIQUE

## THEME

*Etude de faisabilite du barrage  
de zit-emba ( Wilaya de skikda )*

12 PLANS

Etudié par :

Proposé par :

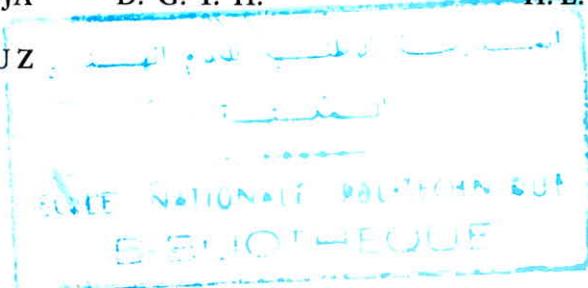
Dirigé par :

F. HAMIDI - KHODJA

D. G. I. H.

H.L. LEANG

N.E. GUENDOUZ





وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
«O»

المدرسة الوطنية للعلوم الهندسية  
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE D'ALGER  
«O»

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE  
«O»

PROJET DE FIN D'ETUDES  
«O»

EN VUE DE L'OBTENTION DU  
DIPLOME D'INGENIEUR EN HYDRAULIQUE

## THEME

*Etude de faisabilité du barrage  
de zit-emba ( Wilaya de skikda )*

Etudié par :

F. HAMIDI - KHODJA

N.E. GUENDOUZ

Proposé par :

D. G. I. H.

Dirigé par :

H.L. LEANG



## Avant - propos .

- Le présent projet a été étudié sous la direction de monsieur LEANG . Lim . H , Prof- à l'école nationale polytechnique . Nous le remercions pour le soutien constant et l'intérêt qu'il a porté tout au long de notre étude .

Nous remercions aussi monsieur BEDNARZYK . S

et monsieur LAPRAY . G . pour leurs conseils et l'aide qu'ils ont bien voulu nous prodiguer pour la réalisation de ce travail .

Nos remerciements vont aussi à tous les professeurs qui ont contribué à notre formation .

M<sup>re</sup> Guindouz -

&  
M<sup>re</sup> Hamidi .

∞ Dédicaces ∞

Nous dédions ce modeste travail.

- à nos parents.
- à nos frères et sœurs.
- à tous nos amis.
- à tous nos enseignants.

## TABLE DES MATIERES

* INTRODUCTION	1
1. Généralités sur les barrages	
1.1. Définition des barrage	
1.2. Les barrages en terre	
2. Buts du barrage	2
3. Avantages et inconvénients des barrages en terre	2
4. Répartition du volume de réserve	3
5. Niveaux d'eau de la retenue	4
6. Ouvrages accompagnant le barrage	4
* SITUATION GENERALE	6
* ETUDE GEOMORPHOLOGIQUE	8
1. FORME DU BASSIN	
2. Densité du drainage	
* TOPOGRAPHIE	9
1. Choix du site	
2. Topographie du site	
3. Accès au site	
* GEOLOGIE	12

* HYDROLOGIE	13
1. Données disponibles	13
1.1. Pluviométrie	
1.2. Hydrométrie	
2. Etude des apports et des besoins	15
2.1. Apport liquide	
2.2. Besoins	
2.3. Apport solide	
2.4. Calcul du taux d'envasement	
3. Etude des crues	23
3.1. Génèse des crues	
3.2. Hydrogramme	
* Conception du Barrage	26
- Type du barrage	
I. DIMENSIONNEMENT	27
1. Calcul de la hauteur du barrage	
2. Largeur de la crête du barrage	
3. Prédimensionnement de la section type du barrage	
4. Dimensionnement du noyau	
5. Dimensionnement des filtres.	

II. MATERIAUX UTILISES	35
1. Enrochements-alluvions	
2. Noyau	
3. Filtres	
III. PROTECTION DES TALUS	39
IV. INFILTRATIONS	40
1. Définition	
2. Débit de fuite	
V. PROBLEME D'ETANCHEITE	45
1. Voile d'injection	
2. Galerie d'injection	
3. Drainage	
* STABILITE	47
1. Définition	
2. Calculs	
* OUVRAGES ANNEXES	66
I. DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAU AMONT	
II. EVACUATEUR DE CRUES	
III. PRISE D'EAU	
* CONSLUSION	90

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

### I.- GENERALITES SUR LES BARRAGES

#### 1.1.- DEFINITIONS DES BARRAGES

Les barrages sont des ouvrages destinés à retenir de l'eau pour la restituer à des utilisateurs divers (A E P, industries, agriculture, pêche, tourisme....)

Ce sont des ouvrages hydrauliques, souvent important, très délicats du points de vue de leur conception de leur réalisations et qui demandent un entretien très soutenu et soigné.

En effet, la ruine partielle ou totale d'un tel ouvrage se traduit toujours par une catastrophe, la plus part du temps, nationale. Il existe des barrages en béton et des barrages en terre, les premiers ne font pas l'objet de la présente étude.

#### 1.2.- LES BARRAGES EN TERRE

Les barrages en terre sont des remblais en forme de trapèze. Le débordement à travers la crête de ces ouvrages n'est pas permis, ils sont classés comme étant des barrages fixes. La singularité des barrages en terre consiste en le passage de l'eau à travers leur corps et en la formation d'un écoulement souterrain avec une surface libre.

## 1.2.- BUTS DU BARRAGES

Le but principal du barrage est l'accumulation. Cette accumulation sert à compenser l'inégalité des apports de la rivière et à adapter l'utilisation et la consommation de l'eau aux besoins.

Un but secondaire, parfois primordial dans notre pays, est la protection contre les crues (inondations).

## 3.- AVANTAGES ET INCONVENIENTS DES BARRAGES EN TERRE

### 3.1.- AVANTAGES

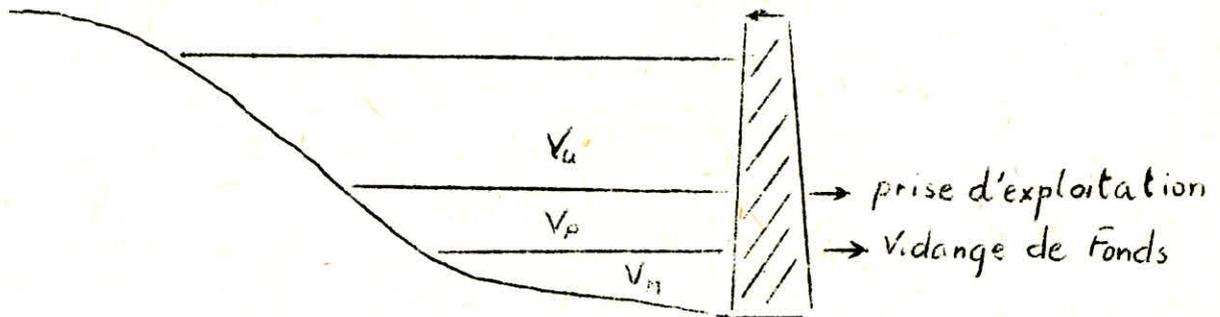
- Utilisation des matériaux locaux pour la construction du barrage
- possibilité de construire ces barrages pratiquement dans toutes les régions géographiques
- tous les procédés de construction sont mécanisés;
- construction de ces barrages avec n'importe quelle hauteur

### 3.2.- INCONVENIENTS

- impossibilité de conduire le débit de crue à travers l'ouvrage
- présence de l'écoulement souterrain dans le corps du barrage, qui crée les conditions de déformations du barrage

- grandes pertes d'eau en cas d'utilisation des matériaux perméables et utilisations des dispositifs contre l'infiltration.

#### 4.- REPARTITION DU VOLUME DE RESERVE



Plusieurs tranches sont à distinguer dans la répartition du volume d'un barrage.

- Le volume utile ( $V_u$ ) : qui comprend aussi bien le volume garanti exploitable situé en général au-dessus des prises d'eau, et éventuellement la réserve permanente ( $V_p$ ) à laquelle on ne fait appel qu'exceptionnellement.
- Le volume mort ( $V_m$ ) : ou tranche morte situé au dessous de la vidange de fonds, destiné à recevoir les dépôts solides.

## 5.- NIVEAU D'EAU DE LA RETENUE

Les retenues créées par les barrages ont trois niveaux fixes :

- Niveau normal de la retenue (N.N.R.)
- Niveau maximum de la retenue (N.M.R.)
- Niveau minimum de la retenue (N.m.R.)

Ces niveaux sont déterminés d'après les calculs de la consommation d'eau et la section transversale du barrage. On fixe NNR d'après le volume de ruissellement de surface ou bien du débit fluvial de l'approvisionnement donné, de la topographie et de la consommation d'eau. NMR est fixé au dessus de NNR et est déterminé par une étude de crue. On détermine N m R selon les conditions sanitaire, d'accumulations des vases en prenant en considération la durée de l'exploitation de la retenue.

## 6.- OUVRAGES ACCOMPAGNENT LE BARRAGE (PRINCIPAUX)

Le barrage est toujours accompagné d'un nombre d'ouvrages, appelés ouvrages annexes, et qui sont :

a)- Evacuateur de crue

C'est l'ogane le plus important des ouvrages annexes, car il protège le barrage contre les dangers de submersion et de ruine suite à une crue. Il joue la sécurité du barrage.

b)- Dérivation provisoire

Avant de commencer les travaux de construction d'un barrage, il est nécessaire de dévier les eaux de l'oued pour faciliter l'exécution, et ne pas mettre en jeu la sécurité du chantier (personnels et engins).

c)- Vidange de fonds

Son rôle est de vider la retenue pour le nettoyage ou en cas d'exception (défaut de fonctionnement de l'ouvrage). Elle sert aussi pour abaisser le niveau d'eau dans la retenue.

d)- Prise d'eau

La prise d'eau est d'origine qui permet la restitution des eaux retenue dans le barrage en vue de son exploitation.

SITUATION GENERALE (Fig. N° 1 )

Skikda est une région connue par ses terres fertiles, par ses précipitations abondantes et par son humidité. Pour ces considérations il y a lieu de penser à la réalisation d'un barrage. Le barrage aura une double fonction: lutter contre les inondations et créer une retenue d'eau pour l'irrigation des terres environnantes. Le relief de ZIT-EMBA présente le meilleur site pour la construction d'un tel barrage.

Le site de ZIT-EMBA se trouve à 53 Km au Sud-Est de Skikda sur la route Skikda-Guelma.

Le bassin versant de l'oued EL-Hamam est un sous bassin de Aïn-Charchar d'une superficie de 485 Km<sup>2</sup> sur le flanc Nord de l'Atlas Tellien. Située entre 50 et 1200 m d'altitude, la majeure partie de la superficie du bassin versant est comprise entre 200 et 400 m d'altitude.

Oued EL-Hamam rejoint Oued EMCHEKEL à une dizaine de Km à l'aval du site retenu pour former l'oued Kehir.

Le tableau ci-après donne les principales caractéristiques géomorphologiques des bassins de : Oued EL-Hamam,, Kbir et Saf-Saf.



CARTE  
DE  
SITUATION  
ECHELLE: 1/500 000

Fig n° 1

**Légende**

- limite du bassin zitemba.
- - - - limite du grand bassin.
- o " du sous-bassin.
- o 11-03 station pluviométrique.
- station hydrométrique.

CARACTÉRISTIQUES GEOMORPHOLOGIQUES

7

	Oued Kébir de l'Ouest Pont RN 44 au	Oued et Hammam Zit Emba	Saf-Saf Barrage de Zardezas
Superficie (S) Km <sup>2</sup>	1 130 Km <sup>2</sup>	485 Km <sup>2</sup>	343 Km <sup>2</sup>
Périmètre (P) Km	137 Km	94 Km <sup>2</sup>	88 Km
Indice de compacité (K)	1,14	1,195	1,33
Altitude			
Max. (H) m	1 220	1 220	1 220
Mini. (ho) m	25	50	180
Moyenne (h) m	278	376	618
Indice de pente (Ip)	0,143	0,168	0,150
Longueur de tous les thalwegs ( L) Km	2 952	1 357	1 170
Densité de drainage (Dd) Km/Km <sup>2</sup>	2,6	2,8	3,55

ETUDE GEOMORPHOLOGIE

1.- FORME DU BASSIN

La forme du bassin est caractérisée par l'indice GRAVELIUS; cet indice est défini comme étant ce rapport du périmètre du bassin versant à celui d'un cercle qui a la même superficie. Plus  $K_c$  sera proche de l'unité plus le bassin aura une forme ramassé et le temps de concentration sera plus court.

La superficie du bassin versant étant A, le rayon du cercle de même superficie est :  $A_c = \pi R^2 \rightarrow R = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$  ( $A = A_c$ )

Le périmètre de ce cercle est  $P_c = 2\pi R = 2\pi \sqrt{\frac{A}{\pi}} = 2\sqrt{\pi A}$

$$\text{d'où } K_c = \frac{P}{P_c} = \frac{P}{2\sqrt{\pi A}}$$

$$K_c = \frac{94}{2\sqrt{\pi \cdot 485}} \rightarrow K_c = 1,20$$

$K_c$  est proche de l'unité, alors la forme du bassin est convenable.

2.- DENSITE DE DRAINAGE ( $D_d$ )

Elle exprime la longueur moyenne de tous les thalwegs par kilomètre carrée du bassin versant. Elle est utilisée pour estimer l'apport moyen annuel

$$D_d = \frac{L}{A} \quad D_d = \frac{1\ 357}{485} \quad D_d = 2,8 \text{ Km/Km}^2$$

## TOPOGRAPHIE

### 1.- CHOIX DU SITE

Le choix du site a été fait par D.M.R.H., ce choix basé les considérations suivantes:

- a. La cuvette doit-être de grande capacité
- h. Les apports de la rivière doivent être suffisant
- c. la cuvette doit être étanche
- d. le coût de barrage doit être se justifier économiquement
- e. le sol de fondation et les appuis du barrage doit être de bonne qualité.

### 2.- TOPOGRAPHIE DU SITE

Le site choisi présente une gorge assez serrée. Elle permettra d'avoir un ouvrage dont le volume des matériaux sera minimum. La roche sur laquelle doit être exigé l'ouvrage est de bonne qualité.

### 3.- ACCES AU SITE

La route reliant Skikda à Guelma passe par le site choisi. Cette route servira pour accès au chantier.

Il est à noter qu'au préalable, cette route doit être dérivée et empruntera un autre axe, pour ne pas gêner la circulation de ses usagers.

Détermination de la capacité de la retenue

Côte de la retenue (m)	Hauteurs (m)	Surfaces cumulées (Km <sup>2</sup> )	Capacités partielles (Hm <sup>3</sup> )	Capacités cumulées (Hm <sup>3</sup> )
48	0	0	0	0
50	2	0,055	0,037	0,037
55	7	0,485	1,172	1,209
60	12	1,239	4,165	5,374
65	17	2,446	9,043	14,417
70	22	3,475	14,727	29,144
75	27	4,563	20,033	49,177
80	32	5,797	25,839	75,016
85	37	7,379	32,861	107,877
90	42	8,782	40,352	148,229
95	47	9,807	46,449	194,678
100	52	10,796	51,488	246,166

Les surfaces sont déterminées par planimétrie suivant les courbes de niveau (équidistances H = 5,0 m)

Les volumes partiels sont calculés d'après la formule :

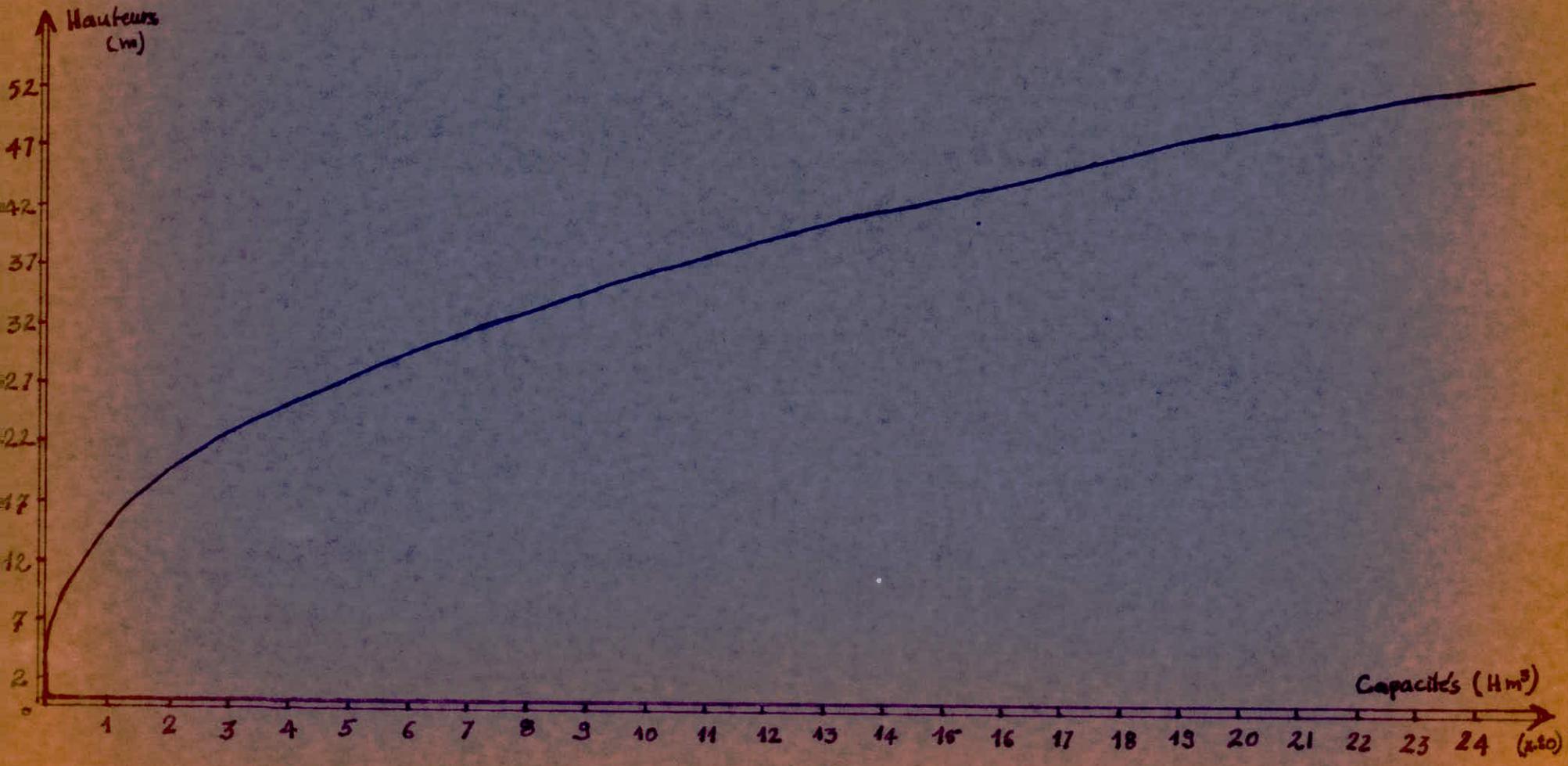
$$V_{i+1} = \frac{1}{3} H_{i+1} (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i \cdot S_{i+1}})$$

Le volume initial est pris égal au volume d'un prisme droit

$$V_1 = \frac{1}{3} \cdot S_1 \cdot H_1$$

Fig n° 2

Courbe: Capacité - Hauteur



Echelles: Vert. : 1cm → 5,0 m .

## GEOLOGIE

### 1.- RIVE GAUCHE

La carrière exploitée par la S.N.M.C. serait à l'extraction des calcaires liassiques, ces roches sont massives, d'une couleur blanc rosâtre, et bien cristallisées sont, parfois, traversées par des filets de quartz. Au Nord, le contact entre les schistes verts paléozoïques et les calcaires tectoniques. Cette zone est large de 30 - 40 m.

Au Sud, notons une autre zone qui met en contact les calcaires liassiques et les grès rouges (lie de vin) du permotrias. Cette zone est large de 15 - 20 m.

### 2.- RIVE DROITE

Sur cette rive aussi, une carrière est exploitée. Au Sud-Est, une zone ayant le même caractère que la rive gauche: calcaires liassiques et grès rouges.

Il est à noter, qu'il a été précisé que la roche de bonnes caractéristiques, et qu'elle est apte à supporter l'ouvrage en toute sécurité.

## HYDROLOGIE

### 1.- DONNEES DISPONIBLES

#### 1.1.- PLUVIOMETRIE

Plusieurs stations pluviométriques sont placées dans le bassins et ses environs. L'emplacement de ces stations sont indiqués sur la carte de situation (Fig. N° 4 ). Les résultats des observations sont portés sur le tableau N° 4.

On remarque que la station la plus proche du site avec une longue durée d'observation est celle de AZZABA (Code 03.11.06). Sa pluviométrie est de l'ordre de 700 hm/an. On peut conclure que la pluviométrie sur le site est bonne en comparaison avec la carte pluviométrique établie par CHAUMONT et qui indique pour la région une pluie moyenne annuelle de 700 - 1000 mm.

#### 1.2.- HYDROMETRIE

Les 2 stations hydrométriques installées dans le bassin ont donnés des information satisfaisantes. Leurs résultats ne sont pas disponibles pour pouvoir les exposés. Leurs durée d'observation sont assez longue.

PLUVIOMETRIE MOYENNE ANNUELLE

Tableau N° 1

Stations	Code	Nombre d'années d'observations	Moyenne annuelle (mm)
El-harrach	03.09.06	46	631
Ramdan Djamel	03.09.09	12	583
Bissy	03.09.10	14	830
BEKKOUCHE LAKHDAR	03.11.03	15	709
Roknia	03.11.04	14	586
Bouati Mohammed	03.11.05	13	652
AZZABA Pépinière	03.11.06	42	727
Zit-Emba	03.11.02	6	584
Ain El-Arab	14.03.10	32	734
Heliopolis	14.04.03	9	636
Guelma Bouba	14.04.04	8	503

## 2.- ETUDE DES APPORTS ET DES BESOINS

### 2.1.- APPORT LIQUIDE

Une distribution mensuelle ~~appartenance~~ au site a été faite sur une durée allant de 1953 à 1978 interrompue de 1961 à 1969. Cette distribution est rappelée au tableau N° 2

Les apports moyens annuels sont indiqués en dernière colonne.

A partir de ce tableau on peut déterminer l'apport moyen mensuelle ainsi que l'apport moyen inter annuel sur les 17 ans d'observation.

Il s'agit de faire la somme des apports d'un même mois sur la période d'observation et de diviser cette somme par le nombre d'année d'observation, la même chose pour les apports annuels (tableau N° 3 )

$$A_p \text{ moy. mens.} = \frac{\sum_{i=1}^{17} A_{pi \text{ mens.}}}{n} \qquad A_p \text{ moy. an.} = \frac{\sum_{i=1}^{17} A_{pi \text{ ann.}}}{n} = M$$

M : module ; n = 17

### 2.2.- BESOINS

Vu le manque d'information sur la répartition mensuelle des besoins et leur modulations, une supposition est faite selon le mois et la saison .

Ap moy # 65 Hm<sup>3</sup>

Répartition mensuelle des apports au site Zit ENBA  
Tableau : N° 2

	Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Apport Hm <sup>3</sup>
1	53-54	0,577	3182	25,556	14,797	32,275	29,205	14,027	14,429	2,037	0,560	0,240	0,135	137,040
2	55	0,129	0,230	3,263	7,217	10,903	5,809	8,100	3,693	0,742	0,226	0,125	0,169	40,606
3	56	2,699	1,779	4,188	13,300	7,225	62,865	8,489	2,321	0,919	0,407	0,205	0,112	104,509
4	57	0,258	0,200	0,586	17,414	16,966	1,827	3,036	2,184	2,134	0,345	0,134	0,084	45,218
5	58	0,084	23,971	26,765	12,815	53,311	9,191	15,955	4,887	2,375	1,452	0,925	0,663	152,414
6	59	0,666	1,824	17,160	9,284	11,774	4,287	9,791	13,829	2,980	3,658	0,679	0,532	76,464
7	60	0,515	0,558	10,84	18,293	16,915	2,754	0,784	3,582	9,626	0,396	0,337	0,241	64,841
8	61	0,208	0,230	0,246	2,839	9,673	0,419	0,282	0,212	0,168	0,142	0,127	0,128	14,674
9	68-69	0,064	0,060	0,119	0,663	3,896	0,862	0,897	0,476	0,148	0,057	0,043	0,045	7,330
10	70	0,671	0,772	0,128	29,386	3,466	2,871	13,317	25,848	2,121	0,479	0,112	0,045	79,219
11	71	0,044	1,654	0,143	0,348	16,116	21,760	18,902	9,381	1,355	0,359	0,089	0,040	70,191
12	72	0,532	8,726	0,920	1,907	42,403	6,037	10,988	15,549	3,541	0,935	0,265	0,083	91,886
13	73	0,235	0,651	0,244	3,214	40,458	17,300	46,889	6,177	1,354	0,600	0,115	0,044	117,317
14	74	0,479	0,505	0,229	0,698	0,339	1,092	0,753	1,230	0,319	0,029	0,016	0,008	5,698
15	75	0,011	1,139	1,147	0,764	0,247	6,037	2,681	0,553	0,457	0,079	0,005	0,0008	13,6201
16	77	0,137	9,918	33,022	2,668	6,024	1,530	0,696	0,912	0,915	0,250	0,102	0,106	56,280
17	78	0,097	0,104	0,331	0,222	2,728	14,459	1,719	6,193	0,588	0,191	0,081	0,000	26,713

Cette répartition supposée figure sur le tableau N° 3  
son principe est :

On suppose que la somme des besoins mensuels est égale à 90% de  
l'apport moyen annuel (Module).

Donc :

$$\text{La consommation annuelle } (C_{\text{an.}}) = M. \frac{90}{100} = 65.0,9 = 58,5 \text{ Hm}^3.$$

Et pour chaque mois selon la saison , on suppose un certain pour-  
centage de consommation mensuelle (  $C_{\text{mens}}$  ) sur  $C_{\text{an}}$  :

Exemple : mois de Septembre :

$$C_{\text{men.}} = C_{\text{an.}} \cdot \frac{15\%}{100} = 58,5 \cdot \frac{15}{100} = 8,775 \text{ Hm}^3$$

Les 10 % restant sur l'apport moyen annuel seront considérés comme  
une quantité biologique nécessaire pour assurer la survie de l'oued;  
cette quantité sera déversée à l'aval de la retenue, elle aussi sera  
modulée selon le mois de l'année.

Le pourcentage mensuel de rejet seront pris égaux à  
ceux de la consommation.

- Répartition des apports et de la consommation.

Tableau N° 3

Mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
App. (Hm <sup>3</sup> )	0,436	3,265	7,346	8,004	16,163	11,077	9,253	6,556	1,899	0,601	0,212	0,143
% Consom.	15	10	0	0	0	0	2	5	13	13	19	23
Consom. (Hm <sup>3</sup> )	8,775	5,85	0	0	0	0	1,17	2,925	7,605	7,605	11,115	13,455
App. cumulé	0,436	3,701	11,047	19,051	35,214	46,291	55,544	62,10	63,999	64,60	64,812	65,0
Consom. cumulée	8,775	14,625	14,625	14,625	14,625	14,625	15,795	18,720	26,321	33,922	45,037	58,50
Q <sub>biologique</sub>	0,975	0,65	0	0	0	0	0,13	0,325	0,845	0,845	1,235	1,495

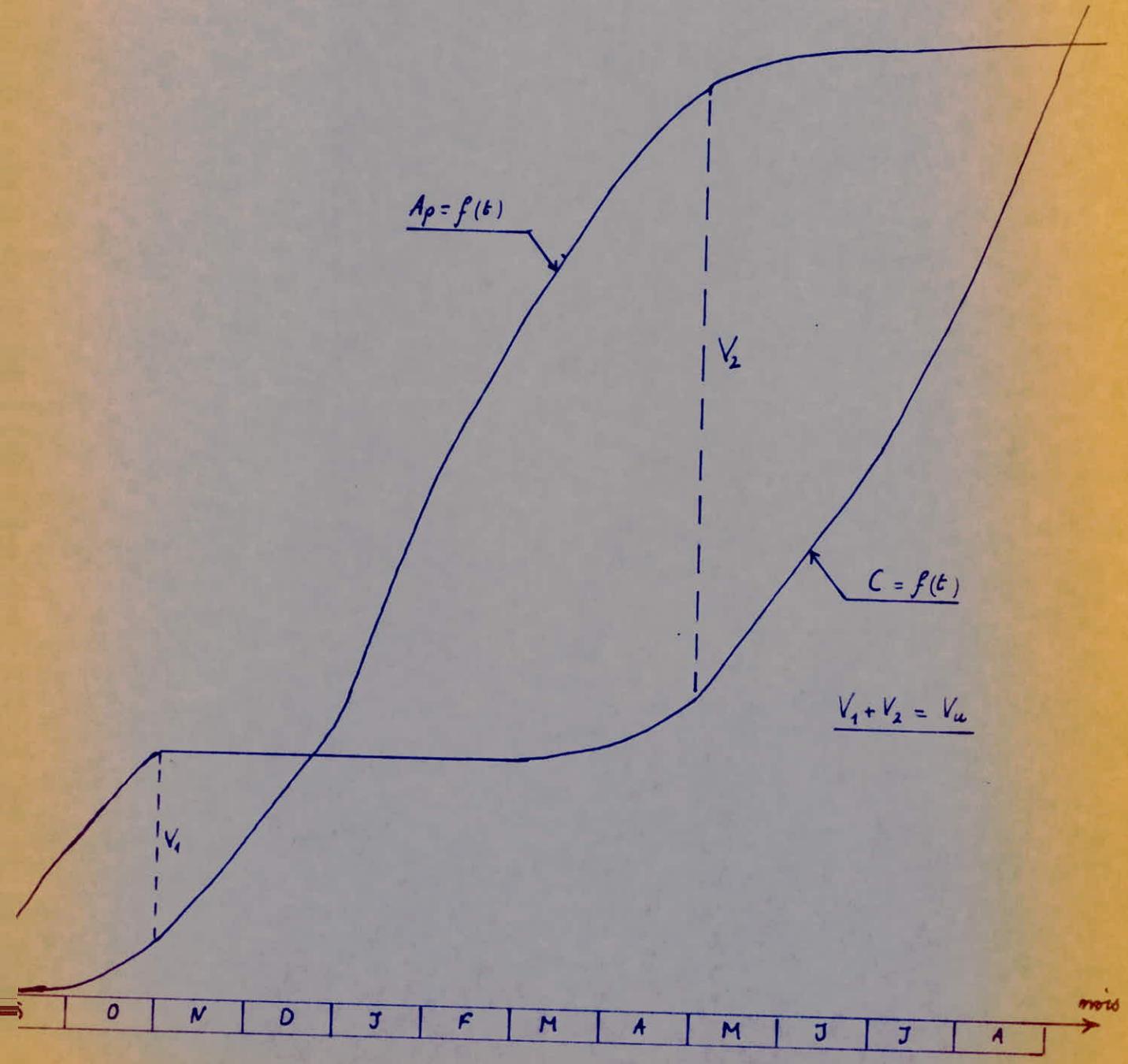
- Apport moyen annuel = 65 Hm<sup>3</sup>

- Consommation annuelle = 90% de l'apport moyen annuel =  $65 \cdot \frac{90}{100} = \underline{58,50 \text{ Hm}^3}$ .

- Quantité biologique = 10% de l'apport moyen annuel =  $65 \cdot \frac{10}{100} = \underline{6,50 \text{ Hm}^3}$ .

$A_p, C$   
( $Hm^3$ )

Courbes { Apport cumulé en fonction du temps  $A_p = f(t)$   
Consommation cumulée en fonction du temps  $C = f(t)$   
Fig n° 3



Echelle, vert : 1 cm  $\rightarrow$  4  $Hm^3$ .

La quantité biologique annuelle est :

$$Q_{b.a.} = M. \frac{10}{100} = 65. \frac{10}{100} = 6,5 \text{ Hm}^3$$

La quantité biologique mensuelle est : exemple mois de Septembre (15%)

$$Q_{b.mens} = Q_{b.an.} \frac{15}{100} = 6,5 \frac{15}{100} = 0,975 \text{ Hm}^3$$

### 2.3.- APPORT SOLIDE

Les cours d'eau transportent des matières solides (blocs, cailloux, gravier, sables....) en quantités variables et quelque fois considérable. La connaissance de ces transports est fondamentale, car ils ont pour conséquence :

- l'engavement ou l'envasement des réservoirs créés par les barrages.

- l'entrée de matériaux dans les prises d'eau ce qui entraîne une diminution du débit liquide prélevé.

En réalité la quantité exacte de l'apport solide n'est pas facile à déterminer. Cette quantité ne peut être qu'estimée sur la base des observations du taux d'abrasion.

Sur une série d'observation il a été constaté :

	Dégradation spécifique (t/km <sup>3</sup> /an)
Oued Saf-Saf	1 250
Ain CHARCHAR	250
Etude du Nord	300

Ce tableau montre l'irrégularité de la répartition de l'apport solide, d'où il est délicat de pouvoir estimer avec précision le taux d'abstractions.

Pour des raisons de sécurité la DEMREH estime, la dégradation spécifique au site de Zit Enba , égale à 500 t/km<sup>2</sup> / an

$$A_{ps} = T. A. = 500 \cdot 425 = 242500 \text{ t/an}$$

### 2.4.- CALCUL DU TAUX D'ENVASEMENT

Pour le calcul du taux d'envasement, du futur brassage on tien compte de l'apport solide par année et du poids spécifique des vases :

$$E = A_{ps} \cdot \frac{1}{\gamma_s} = T \cdot A \cdot \frac{1}{\gamma_s}$$

E : envasement annuel ( $\text{Hm}^3$ )

$A_{ps}$  : apport solide (t/an)

T : dégradation spécifique (t/ $\text{Km}^2$ /an)

A : surface du bassin versant ( $\text{Km}^2$ )

$\gamma_s$  : poids spécifique des dépôts (vases) purs égal à  $1,6 \text{ t/m}^3$ .

$$E = 500 \cdot 485 \cdot \frac{1}{1,6 \cdot 10^6} \longrightarrow E = 0,151 \text{ Hm}^3$$

La grande d'évasement pour 30 ans

La garde d'envasement pour 30 ans

$$E_{30} = E_1 \cdot 30 \quad E_{30} = 0,151 \cdot 30 \longrightarrow$$

$E_{30} = 4,53 \text{ Hm}^3$
------------------------------

En repérant cette valeur (  $E_{30}$  ) sur la fig N° 2 (hauteur - capacité) on voit que ce volume correspond à une hauteur de 10,0 m, ce qui correspond à une côte :

$$NVM = CL + h_{VM} = 48,0 + 10,0 = 58,0 \text{ m}$$

### 3.- ETUDE DES CRUES

#### 3.1.- GENESE DES CRUES

On distingue, en général, les crues produites par les averses , et celles produites par la fonte des neiges. Les premières peuvent être dangereuse quand il s'agit d'averses violentes et brèves, les seconds ne le sont que si la fusion touche une grande partie du bassin versant.

L'évolution d'une crue en une section déterminée d'un cours d'eau est caractérisée par courbe du débit en fonction du temps, appelée hydrogramme de crue. (  $\frac{1}{10}$  décimale,  $\frac{1}{1000}$  )

#### 3.2.- HYDROGRAMME (Fig. N° 4 )

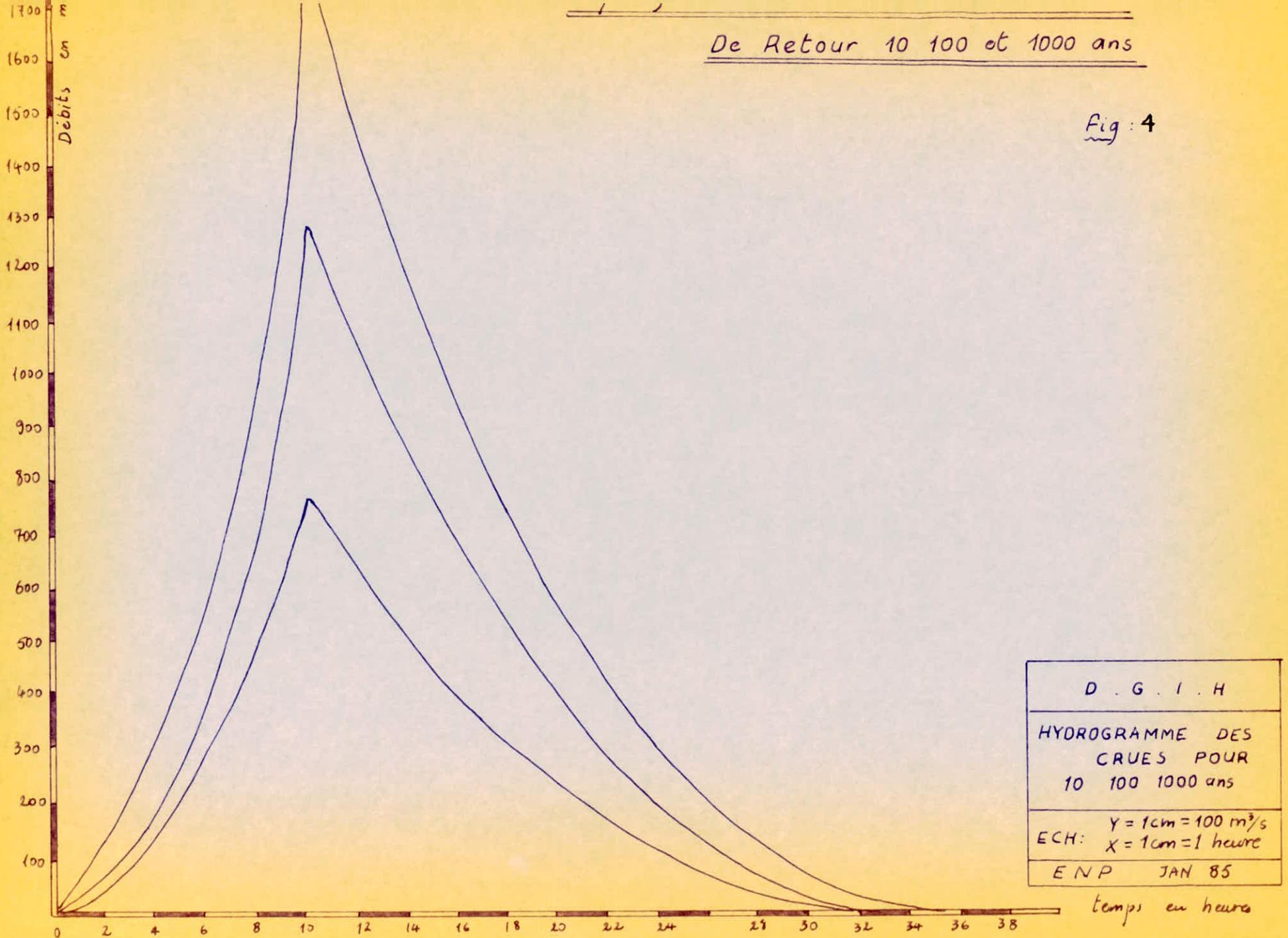
La détermination de ces hydrogrammes fait appel à la recherche historique des débits observées ou à des études statistiques

par l'application de certaines lois de probabilités (GUMBEL, GALCON, GIBRAT, PEARSON,....). Une fois, ces lois appliquées par simulation à l'ordinateur les résultats suivants ont été obtenus et retenus pour l'étude:

Fréquence	Débit estimé. ( $m^3/s$ )
0,1	500
0,01	1 200
0,001	1 800

De Retour 10 100 et 1000 ans

Fig: 4



D . G . I . H  
HYDROGRAMME DES  
CRUES POUR  
10 100 1000 ans  
ECH:  $Y = 1\text{cm} = 100\text{ m}^3/\text{s}$   
 $X = 1\text{cm} = 1\text{ heure}$   
ENP JAN 85

temps en heures

CONCEPTION DU BARRAGE

TYPE DU BARRAGE

En tenant compte de la Sismicité du bassin Méditerranéen, les grands ouvrages qui n'admettent pas les déformations et les tassements différentiels sont à éviter. C'est pourquoi le futur barrage de Zit Emba sera du type souple.

Vu l'existence, à proximité du site, des zones de roches de bonne qualité, l'ouvrage sera en enrochement, avec noyau en argile.

Il est possible aussi d'utiliser la combinaison enrochements-alluvions , comme massifs stabilisateurs.

Ces massifs jouent le rôle de stabilisateurs, et permettent d'accentuer la pente des talus, ce qui entraîne une diminution des volume total de l'ouvrage.

On peut dire, alors, que les barrages à zones sont économiques.

Conception du Barrage

I - Dimensionnement

1. - CALCUL DE LA HAUTEUR DU BARRAGE ( H B )

1.1. - DETERMINATION DE LA HAUTEUR UTILE

1.1.a. - Volume utile (Vu)

D'après le tableau N° 3 qui indique la répartition cumulée des apports et de la consommation, on peut tracer les courbes  $A_p = f(t)$  et  $Con = f(t)$  (apports et consommation en fonction du temps) Fig. N° 3

A partir de ces courbes on détermine le volume utile de la retenue en faisant la somme des différences maximums en ces 2 courbes ( déficit max. + excès max. ).

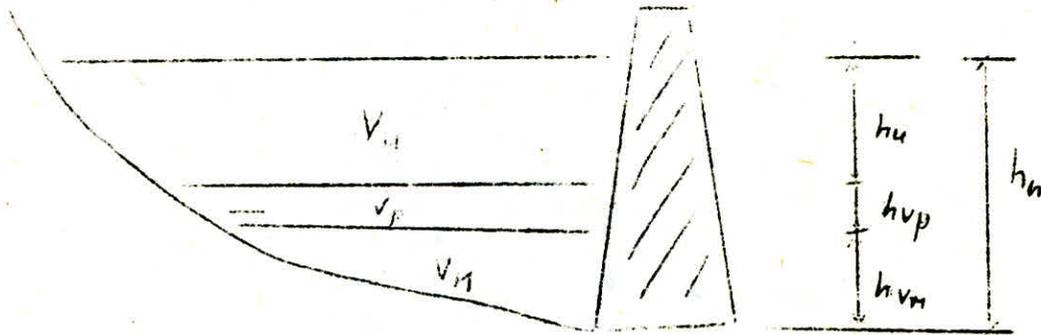
$$\left. \begin{array}{l} \text{Déficit max.} = 12,8 \text{ Hm}^3 \\ \text{Excès max.} = 41,6 \text{ Hm}^3 \end{array} \right\} \rightarrow Vu = 12,8 + 41,6 \rightarrow \{ Vu = 54,4 \text{ Hm}^3 \}$$

1.1.b. - Hauteur du volume utile (h<sub>u</sub>)

$$\text{Le procédé est suivant : } h_u = h_n - h_{vp} - h_{vm}$$

$h_n$  : hauteur normale de la retenue

$h_{vp}$  : hauteur du volume permanent ( $V_p$ )



\* Le volume permanent est une quantité d'eau qui se trouve entre le  $V_u$  et le  $V_m$ , elle n'est pas exploitée, mais elle sert à éviter aux ouvertures des ouvrages annexes d'être au contact →

→ Avec les vases du  $V_m$ , le volume sera pris égal à  $1,5 \text{ Hm}^3$  ce qui correspond à une hauteur de  $2,0 \text{ m}$

$$V_p = 1,5 \text{ Hm}^3 \quad \text{fig. N}^\circ 2 \quad h_{vp} \hat{=} 2,0 \text{ m}$$

$$\text{Sa c\^ote est } N_{VP} = CL + h_{VM} + h_{VP} = NVM + h_{VP} = 10 + 2 + 48$$

$N_{VP} = 12,0 \text{ m} + 48 = 60 \text{ m}$
---

$h_n$  est déterminée sur la figure N° 2 ( $C_{ap} = f(h)$ ) ; on fait la somme des volumes :  $V_n = V_M + V_P + V_p + V_u$  . La valeur de  $V_n$  est repérée sur la figure précitée et par projection on lit  $h_n$

$$V_n = V_M + V_P + V_u = 4,53 + 1,5 + 54,4 \rightarrow V_n = 60,43 \text{ Hm}^3$$

$$V_n = 60,43 \text{ Hm}^3 \xrightarrow{\text{fig. N° 2}} h_n = 30,0 \text{ m}$$

$$\text{d'où } h_u = h_n - h_{vp} - h_{vm} = 30,0 - 2 - 10 \Rightarrow \boxed{H_u = 18,0 \text{ m}}$$

\* La côte du niveau normal de la retenue (N N R) est :

$$\text{N N R} = \text{CL} + h_{vm} + h_{vp} + h_u + h_{dp}$$

$$= 48 + 10 + 2 + 18 + 2 \rightarrow \boxed{\text{N N R} = 80,0 \text{ m}}$$

$$h_{dp} = 2,0 \text{ m} : \text{ découpage des terres végétales}$$

### 1.2.- REVANCHE

La revanche est hauteur séparant le NNR et la crête du barrage, elle est calculée à partir de  $R = h_d + h_v + h_s + h_r$

$h_d$  : hauteur diversée des plus hautes eaux (voir laminage des crues)

$h_v$  : hauteur des vagues.

$h_s$  : 2,0 m hauteur de sécurité

Dans l'étude de laminage de la crue de projet, nous trouverons  $h_d = 4,08$  m mais pour des raisons de sécurité on prend  $h_d = 4,5$  m.

$$h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{w \cdot f} - 0,26 \sqrt[4]{F} \quad (\text{Formule de MOLITOR})$$

w : vitesse du vent prise égale à 100/Km

F : Fetch (Km) pris égal à 7 Km

$$h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{100 \cdot 7} - 0,26 \sqrt[4]{7} = 1,2 \text{ m} \neq 1,5 \text{ m}$$
$$h_v = 0,76 + 0,032 \sqrt{100 \times 7} - 0,26 \sqrt[4]{7}$$
$$h_r = 1 + 0,31 \sqrt{F} = 1 + 0,3 \sqrt{7} = 1,79 \neq 2,0 \text{ m}$$

$$R = 4,5 + 1,5 + 2 + 2 = 10,0 \text{ m}$$

### 1.3.- HAUTEUR TOTALE DU BARRAGE

$$H_B = h_{dp} + h_{vm} + h_{vp} + h_v + R = 2 + 10 + 2 + 18 + 10$$

$H_B = 42,0 \text{ m}$
------------------------

## 2.- LARGEUR DE LA CRETE DU BARRAGE

La largeur de la crête sera calculée par 2 formules différentes, la moyenne des 2 résultats sera prise comme valeur définitive (moyenne des 2 résultats sera prise comme valeur définitive).

### 2.1.- FORMULE DE PREELE

$$b = 1,1 \sqrt{H_B} + 1 \quad b = 1,1 \sqrt{42} + 1 \quad \longrightarrow \quad b = 8,13 \text{ m}$$

### 2.2.- FORMULE DE KMAPEN

$$b = 1,65 \sqrt{H_B} \quad \longrightarrow \quad b = 1,65 \sqrt{42} \quad \longrightarrow \quad b = 10,69$$

Valeur retenue

$b = 9,0 \text{ m}$
---------------------

## 3.- PREDIMENSIONNEMENT DE LA SECTEUR TYPE DU BARRAGE

### 3.1.- FRUITS DU BARRAGE

Pour assurer la stabilité des talus au glissement dans la section de : fondation, il faut respecter la condition suivante:

$$\frac{G \sin \alpha + G \cdot a \cdot \cos \alpha}{G \cos \alpha - G a \sin \alpha} \leq \frac{f}{K}$$

G : poids propre de la pierre

f : coefficient de glissement ( $f = \operatorname{tg} \varphi$  ;  $\varphi = 38^\circ$ )

K : coefficient de sécurité pris égal à 1,05 dans le cas d'une sollicitation exceptionnelle (tremblement de terre)

a = 0,12 coefficient d'intensité sismique

La condition précédente peut être simplifiée et devient :

$$\frac{1 + a \operatorname{Cotg} \alpha}{\operatorname{Cotg} \alpha - a} \leq \frac{f}{K} = \frac{\operatorname{tg} 38}{1,05} = 0,744$$

En posant  $\operatorname{cotg} \alpha = \lambda$  pour le talus aval.

$$\frac{1 + a \lambda}{\lambda - a} \leq 0,744 \rightarrow \lambda \geq 1,746 = \underline{\underline{1,75}}$$

et pour le talus amont  $\lambda_1 = 1,1 \lambda$

$$\lambda_1 = 1,1 \cdot 1,75 \quad \lambda_1 \geq \underline{\underline{1,92}}$$

Frais adoptés	- amont	- 1 : 2
		- 1 : <u>2,5</u>
	- aval	- 1 : 1,75
		- 1 : <u>1,75</u>

### 3.2.- RISBERMES

Pour faciliter l'exécution des travaux et l'entretien pendant l'exploitation des risbermes seront prévues sur chaque talus. Les risbermes serviront aussi à augmenter les chances de stabilité, et peuvent être exploitées comme des pistes elles auront une largeur de 3 et 5,0 m à la cote 65,0 m et 70 m respectivement par le talus amont et aval.

### 4.- DIMENSIONNEMENT DU NOYAU

#### 4.1.- Largeur à la base (B)

Une formule approchée est utilisée pour la calcul de B:

$$B = 6 + C \cdot H_B$$

$H_B$  : hauteur maximale du barrage

e : coefficient qui dépend de la hauteur du barrage et de la qualité des matériaux du noyau

$$0,15 \leq C \leq 0,5$$

en supposant  $C = 0,5$ , alors :

$$B = 6 + 0,5 \cdot 42 \rightarrow B = 27,0 \text{ m}$$

La largeur à la base adoptée est

$B = 30,0 \text{ m}$
----------------------

#### 4.2.- LARGEUR DE LA CRETE ( $b_1$ )

Cette largeur est généralement prise égale à la moitié de la largeur de la crête du barrage :  $b_1 = \frac{1}{2} b$

$$b_1 = \frac{1}{2} \cdot 9 \rightarrow b_1 = 4,5$$

La largeur de la crête du noyau adoptée est :

$b_1 = 5,0 \text{ m}$
-----------------------

#### 5.- FILTRES

A l'amont et à l'aval du noyau sont prévues trois couches de filtre. Chaque couche aura une épaisseur de 1,5 m. L'inclinaison des filtres est la même que celle des fraits du noyau. Le filtre aval sera prolongé jusqu'au pied du barrage pour drainer les eaux d'infiltrations à travers le noyau.

## II/- MATERIAUX UTILISES

### 1.- ENROCHEMENTS ET ALLUVIONS

#### 1.1.- ROLE

Ils participent à la résistance du barrage. Sont des massifs stabilisateurs, permettent de diminuer les pentes des talus.

Le drainage à travers les enroulement est libre.

#### 1.2.- QUALITE

- avoir une forte résistance au cisaillement
- être insoluble dans l'eau
- ne pas être gélif
- avoir une forte densité

#### 1.2.- CARACTERISTIQUE

	<u>Enrochements</u>	<u>Alluvions</u>
Angle de frottement	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 30^\circ$
densité sèche	$\delta_s = 2,1$	$\delta_s = 2,1$
densité humide	$\delta_h = 1,8$	$\delta_h = 1,8$
Cohésion	$C = 0$	$C = 0$

### 1.3.- GRANULOMETRIE

	Enrochements				Alluvions			
$\phi$ (mm)	0,5	20	200	500	0,5	5	50	100
Passing %	10	15	60	85	10	30	75	90

## 2.- NOYAU

### 2.1.- ROLE

La fonction principale d'un noyau en terre est d'assurer convenable l'étanchéité de barrage. Il constitue un obstacle aux eaux de fuite à travers le massif. Le matériaux utilisé est de l'argile silteuse.

### 2.2.- QUALITES

- avoir une forte résistance au cisaillement
- avoir une imperméabilité suffisante
- être insoluble dans l'eau (les particules de gypse et sel sont exclues)
- avoir une très faible teneur en matière organique
- ne pas se fissurer sous l'effet des tassements
- avoir une forte densité

### 2.3.- CARACTERISTIQUE

Angle de frottement	$\phi = 20^\circ$
Densité sèche	$\gamma_1 = 2,1$
Densité humide	$\gamma_2 = 1,9$
Cohésion	$c = 2 \text{ t/m}^3$

### 3.- FILTRES

#### 3.1.- ROLE

Ils renforcent la sécurité du barrage, ont plusieurs autres fonctions dont :

- leur granulométrie est de plus en plus fine assure la continuité entre les enrochements-alluvions et le noyau dont les éléments sont très fins;

- ils les eaux de fuite évitent l'entraînement des particules fines du noyau par les infiltrations à travers les enrochements. alluvions dont les éléments sont plus gros.

- ils évitent la formation des renards le long des chemins d'infiltration à l'aval du barrage.

### 3.2.- GRANULOMETRIE

La granulométrie des filtres doit être étudiée soigneusement car elle est très importante pour la stabilité de l'ouvrage. Comme il a été dit, ils doivent bien drainer les fuites et constituent un obstacle à l'entraînement des particules fines du noyau.

Couche I

$\phi$ (mm)	0,02	0,1	0,5	1,0	Sable fin
Passing %	15	50	75	90	

Couche II

$\phi$ (mm)	0,1	0,5	2,0	20,0	Sable gros
Passing %	15	40	60	85	

Couche III

$\phi$ (mm)	0,5	2,0	20	50	Gravier
Passing (%)	20	50	80	90	

III.- PROTECTION DES TALUS ET DES BERMES

Le ruissellement des pluies, les vents et les vagues peuvent avoir des effets néfastes sur les talus de l'ouvrage. Une protection est alors nécessaire. Dans le cas d'un barrage en enrochement, il s'agit de calculer le poids et le diamètre minimums à donner aux blocs qui se trouvent sur une épaisseur calculée aussi.

Les formules de calcul sont:

-- Poids du blocs (minimal)

$$P = \frac{0,025 \cdot \gamma_p \cdot h_v^2 \cdot \ell}{\left(\frac{\gamma_p}{\gamma_c} - 1\right)^3 \sqrt{1 + \lambda^3}}$$

$\gamma_p$  : poids propre de l'enroulement (t)

$h_v$  : hauteur de la vague, calculée précédemment  $h_v = 2,0$  m

$\ell$  : longueur de la vague prise égale à 30 m

$$P = \frac{0,025 \cdot 2,1 \cdot 2^2 \cdot 30}{\left(\frac{2,1}{1} - 1\right)^3 \sqrt{1 + 2,5^3}} \rightarrow P = 1,16 \text{ t} \rightarrow P \approx 1,0 \text{ t}$$

- Diamètre minimal

$$D = \sqrt{\frac{P}{0,524 \cdot \gamma_p}} \rightarrow D = \sqrt{\frac{1}{0,524 \cdot 2,1}} \rightarrow D \approx 0,9 \text{ m}$$

- Epaisseur minimal de la couche de protection :

$$\delta = 2,5 \cdot D \quad \delta = 2,5 \cdot 0,9 \quad \delta \approx 2,5 \text{ m}$$

#### IV.- INFILTRATION

##### 1.- DEFINITION

Les infiltrations à travers le barrage risquent de compromettre la terre de l'ouvrage. Elles peuvent provoquer les effets suivants :

- effet de renard
- effet des sous-pression

##### 1.1.- Effet de renard

Si l'eau d'infiltration s'écoule sur le parement avec une vitesse suffisamment grande, l'écoulement peut provoquer un entrainement de particules constituant le massif, il peut en résulter la formation d'une cavité qui érode le massif progressivement de l'aval

vers l'amont et peut provoquer sa ruine . Il est possible, aussi d'assister au phénomène dans la superstructure de l'ouvrage, le réservoir étant vide, a la suite de pluies abondantes et persistantes qui alimentent dans le massif, un réseau d'infiltration dont les filets débouchent sur les talus amont et aval.

Au cours de la vidange rapide du réservoir, le talus amont peut aussi devenir le siège d'un renard, si la vitesse des filets d'infiltration (de drainage) est importante.

\* Protection contre l'effet renard

- suppression totale des infiltrations par un écrou imperméable
- Protection des zones d'émergence par des matériaux perméables et non entraînaables
- allongement des parcours d'infiltration en vue de réduire le gradient hydraulique et, par voie de conséquence, l'intensité des forces d'infiltration

#### 1.2.- EFFET DES SOUS-PRESSIONS

Les pressions de l'eau infiltrée et des pressions interstitielles sous le massif peut être suffisante pour soulever une masse du massif à son aval, ce qui peut entraîner sa rupture par soulèvement sans qu'il se produise renard.

Ces pressions peuvent se dissiper par le jeu de l'écoulement en milieux perméables. Cette dissipation peut être favorisée par des drains intérieurs ou des puits de sable.

## 2.- DEBIT DE FUITE

### 2.1.- TRACE DE LA LIGNE PHREATIQUE (Fig. N° 5 )

La ligne phréatique (ou de saturation) est la ligne de pression hydrostatique nulle ( $\frac{\partial h}{\partial n} = 0$ ). Elle est tracée pour pouvoir estimer le débit de fuite à travers le massif. Pour cette rubrique le massif sera considéré comme le noyau seul, l'enrochement - alluvions étant perméables.

Il est à signaler que la position de la ligne de saturation n'est pas influencée par la perméabilité du matériaux composant le noyau elle ne dépend que de sa forme géométrique.

Le tracé est effectué à partir du cas théorique étudié par KOZENY d'un écoulement plan à travers un ouvrage, reposant <sup>sur</sup> un substratum plan imperméable.

Ligne de saturation (~~concentration~~)

$$m = 10,5 \text{ m} \quad \rightarrow \quad 0,3 \text{ m} = 3,15 \text{ m}$$

$$R = 39,4 \text{ m} \quad \rightarrow \quad e = 16,4 \text{ m}$$

$$d = 22,98 \text{ m}$$

$$e = \sqrt{h^2 + d^2} - d$$

Tracé de la ligne de saturation dans le noyau

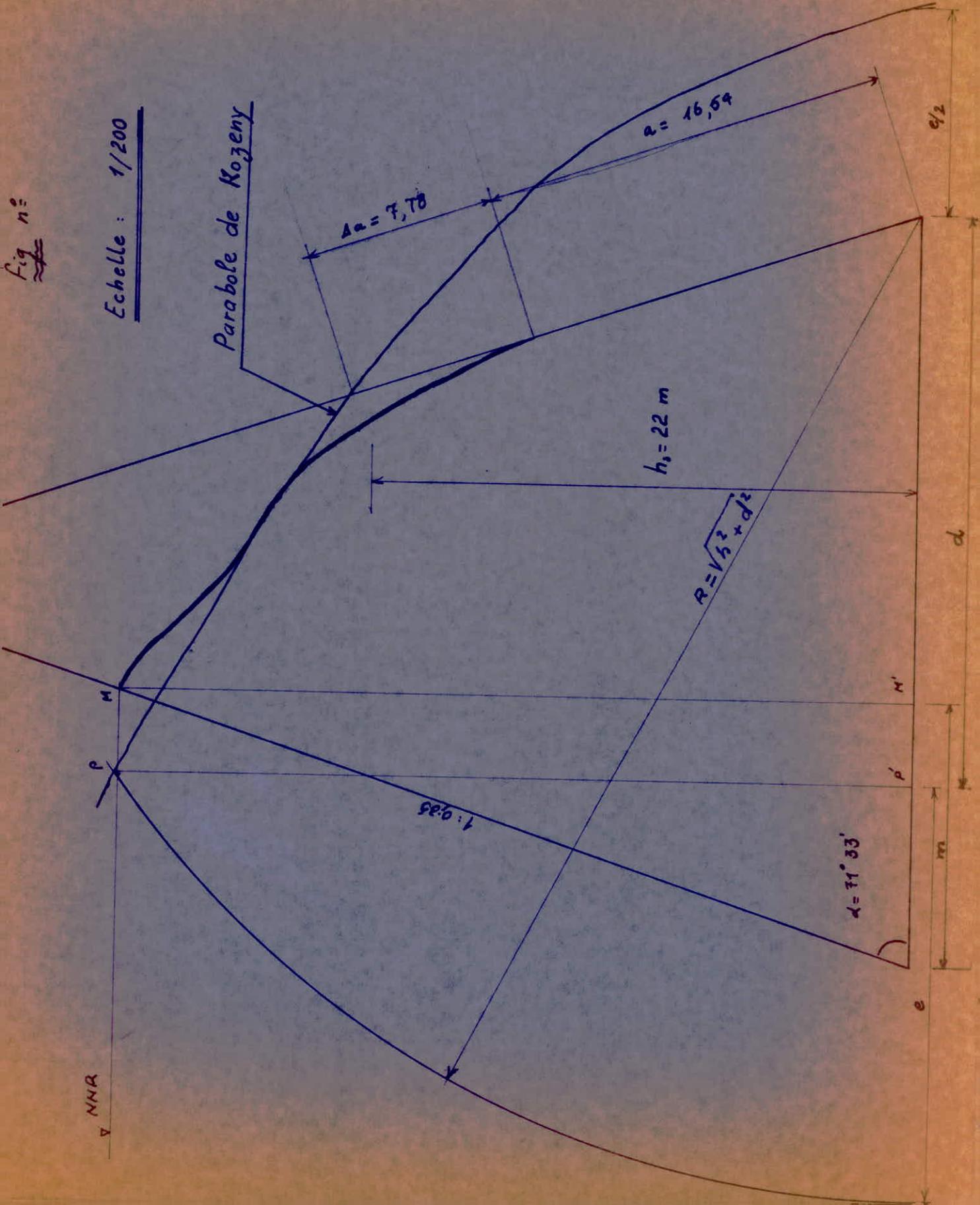
Fig n° 5

Fig n°

Echelle : 1/200

Parabole de Kozeny

▽ NNR

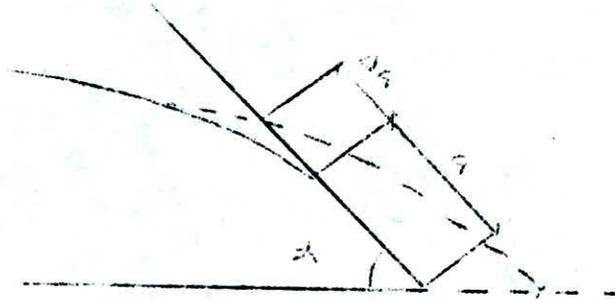


$$\text{eq : } (x + e)^2 = x^2 + y^2$$

x	-8,2	-4	0	4	8	12	16	18	22	26	22,98
y	0	11,74	16,4	20,00	23,05	25,74	28,17	29,31	31,47	33,49	32,0

$$a + \Delta a = \frac{e}{1 - \cos \alpha}$$

$$\alpha = 71^\circ 48'$$



$$60^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{\Delta a}{a + \Delta a} &= 0,32 & (1) \rightarrow \Delta a &= 0,32 (a + \Delta a) & 7,79 \\ & & & = 0,32 \cdot 24,34 \rightarrow \Delta a &= 7,790 \\ a + \Delta a &= 24,34 & (2) \end{aligned} \right\}$$

$$a + \Delta a = 24,34 \rightarrow a = 24,34 - \Delta a$$

$$= 24,34 - 7,79 \rightarrow a = \underline{\underline{16,55}}$$

$$q = K_e = 2,10^{-5} \cdot 16,4 \cdot 10^{-2} = 3,24 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q = K \cdot e$$



Si nous représentons par  $h'_1$  la hauteur de la ligne de saturation au pied aval du massif (0,6m), par  $h'_2$  la différence de niveau que présente la ligne de saturation entre l'amont et l'aval de la zone perméable pour  $L_1$  la longueur de ce massif et par  $K'$  la perméabilité du matériaux ( $1 \cdot 10^{-1}$ ), nous pourrions écrire :

$$q = K \cdot e = K' \cdot iA = K' \cdot \left( \frac{h'_1}{L_1} \left( h'_1 + \frac{h'_2}{2} \right) \right) \quad L_1 = 65,0\text{m}$$

$h'_1 + \frac{h'_2}{2}$  représente la hauteur moyenne de la section intéressée par l'écoulement  $\frac{h'_2}{L_1}$  le gradient hydraulique moyen :

$$3,28 \cdot 10^{-6} \text{ (m}^2/\text{s)} = 10^{-1} \frac{h_2'}{65} \left( 6,5 + \frac{h_2'}{2} \right) \quad h_2' = 1,54 \text{ m} \quad \pm \text{ ~~0,1~~}$$

La hauteur d'eau au pied du noyau est  $0,6 + 1,54 = 2,14 \text{ m} \approx 2,0 \text{ m}$

## V.- PROBLEME D'ETANCHEITE

### 1.- VOILE D'INJECTION

L'étanchéité du sol de fondation augmentée par l'exécution de voiles d'injection. Ces voiles permettent d'éliminer tout risque qui peut être engendré par les eaux d'infiltrations, ils sont constitués par :

- Un voiles frontal dont le profondeur est :

$$P_1 \geq (0,7 \div 0,8) H \rightarrow P_1 = 0,8 \cdot 32 \rightarrow P_1 = 25,6 \rightarrow \underline{\underline{P_1 = 30 \text{ m}}}$$

- Un voile latéral (sur les rives) dont la profondeur est :

$$P_2 \geq (0,15 \div 0,25) H \rightarrow P_2 = 32 \cdot 0,25 \rightarrow P_2 = 8,0 \rightarrow \underline{\underline{P_2 = 10 \text{ m}}}$$

2.- GALERIE D'INJECTION (Fig. N° 6 )

Les forages d'injection et les injections se feront à partir d'une galerie d'injection creusée sous le barrage. Elle a été dimensionnée de telle manière à ce que les travaux d'exécution des voiles soient menés d'une manière aisée. La galerie d'injection aura un profil semblable à celui du barrage.

3.- DRAINAGE

Un drain en forme de fourchette est exécuté au bas de la partie aval du barrage, le drain de bouche sur prisme de drainage où les eaux infiltrés seront réceptionnées . Cette réception permettra de surveiller le débit de fuite.

## CALCUL DE STABILITE

L'étude de la stabilité des talus amont et aval est la parties essentielles de la conception des barrages en terres. Différents cas doivent être étudiés en tenant compte de l'état des pressions interstitielles à l'intérieur de la digue.

### METHODE DES TRANCHES DE FELLENIUS

#### \* Précisions

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couche de sels de caractéristiques différentes  $C_i$ ,  $\phi_i$ ,  $\gamma_i$

Soit un cercle quelconque de centre  $O$  et de rayon  $R$  pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis à vis du risque de glissement. La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume du sol intéressé (compris dans l'arc  $A M B$ ) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux:

- il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement est d'une limite de couche (points  $C$  et  $D$ ) corresponde à une limite entre deux tranches.

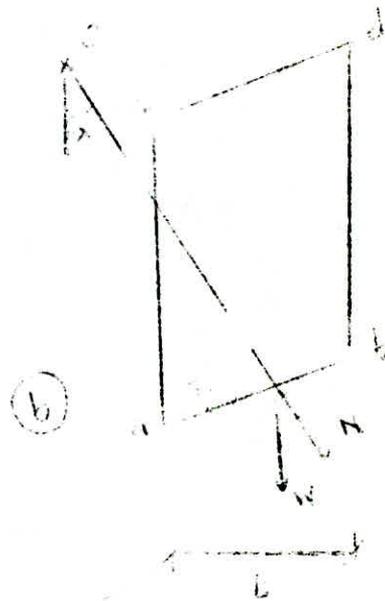
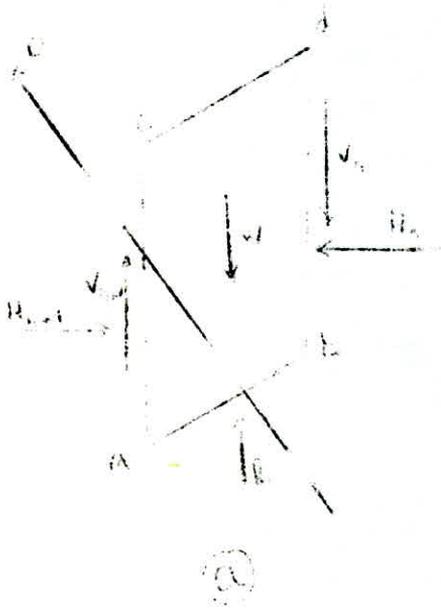
- l'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

Nous allons étudier l'équilibre de l'une de ces tranches, par exemple la tranche "a b c d" que l'on affectera de l'indice n

Les forces agissant sur cette tranche sont :

- son poids  $w$
- la réaction du milieu sous-jacent sur l'arc a b
- les réactions sur les faces verticales b d et a c qui l'on peut décomposer en réactions horizontales  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en réactions verticales  $V_n$  et  $V_{n+1}$

Il s'agit de forces internes au massif



Force agissant sur une tranche

Hypothèse de FELLENIUS

Nous définissons par rapport au centre 0 :

- le moment moteur comme celui du poids des terres  $W$  (et des surcharges éventuelles) tendent à provoquer le glissement.

- Les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche, à savoir moments de  $R_n, H_n, H_{n+1}, V_n$  et  $V_{n+1}$ .

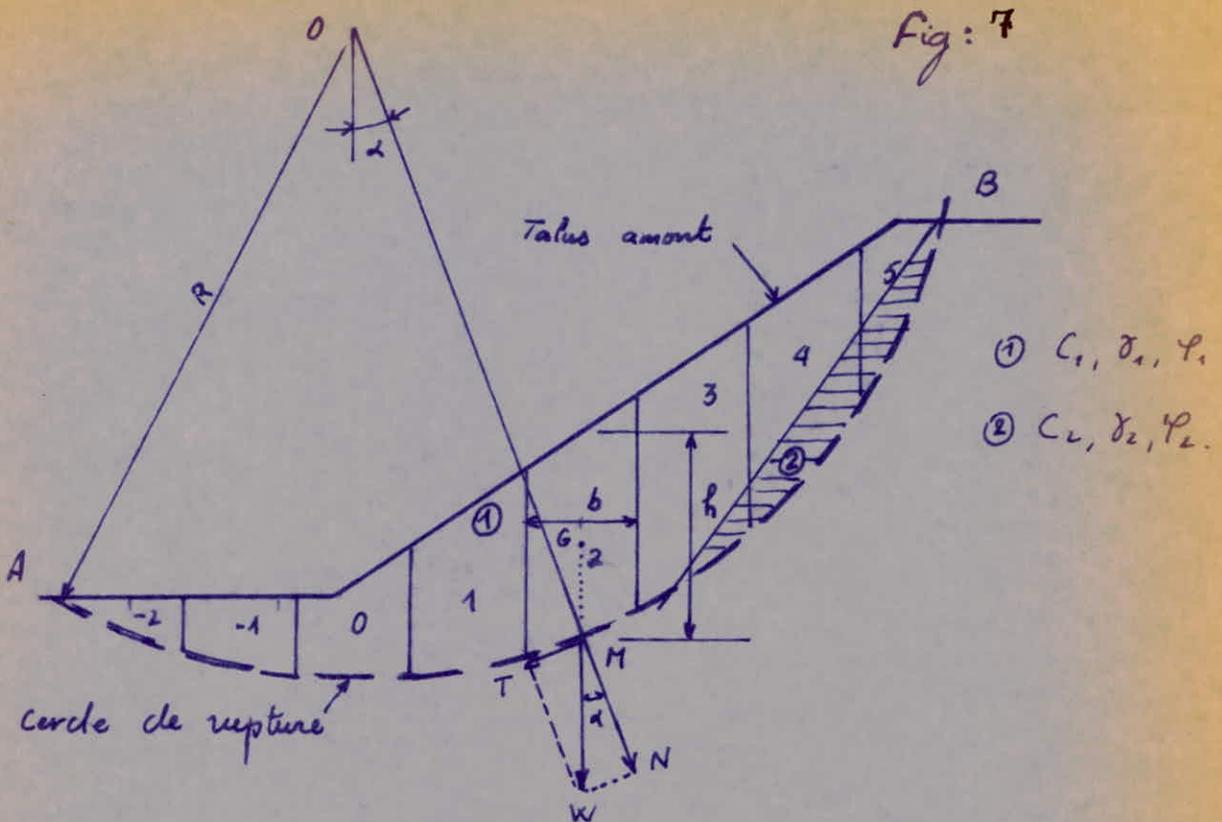
Le coefficient de sécurité est défini comme le rapport :

$$F_s = \frac{\sum_{AB} \text{ des mt. résist. maximaux}}{\sum_{AB} \text{ des mt. moteurs}}$$

Considérons la  $\sum$  des moment pour tout l'arc A B, on voit que la somme des moments des forces externes est nulle. En effet, pour la tranche  $n - 1$ , le moments des forces  $V_n$  et  $-H_n$  s'oppose à celui de  $V_n$  et  $H_n$  ; pour la tranche  $n + 1$ , le moment des forces  $-V_{n+1}$  et  $-H_{n+1}$  s'oppose à celui de  $V_{n+1}$  et  $H_{n+1}$ .

FELLENIIUS à fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc a b (Fig. b) était le poids  $W$  à l'exception des forces internes.

DECOMPOSITION DES FORCES POUR LE CALCUL DE STABILITE.



- $\varphi$  : étant l'angle de frottement interne.
- $c$  : étant la cohésion.
- $\gamma$  : étant le poids volumique.

Formule utilisée pour déterminer le coefficient de sécurité correspondant à un cercle de rupture donné :

$$K = \frac{\sum N_i \cdot \tan \varphi_i + \sum c l_i}{\sum T_i}$$

où :

- l'effort normal :  $N_i = W_i \cos \alpha_i = V_i \gamma_i \cos \alpha_i = h_i \times 1 \times b \times \gamma \cos \alpha_i$ .
- l'effort tangentiel :  $T_i = W_i \sin \alpha_i = V_i \gamma_i \sin \alpha_i$ .
- $c l$  : Force due à la cohésion, égale à la cohésion unitaire ( $c$ ) multipliée par la surface de contact de la tranche considérée avec l'arc de rupture mesuré ici par la longueur  $l$ .

$W$  : étant le poids de la tranche.

$h$  : hauteur moyenne de la tranche.

Dans ce cas  $W = - R_n$ .

Decomposons le poids  $W$  en une force normale à  $ab$ , soit  $N$ , et une force tangentielle à  $ab$ , soit  $T$ .

Dans ces conditions, le moments résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $R_n$ . D'après la loi de COULOMB, celle-ci s'écrit :

$$(R_n)_t = c_i ab + N t_g / \phi$$

et la  $\sum$  des moment pour toutes les tranches est :

$$\sum_{i=1}^m R \left[ c_i ab + N t_g / \phi_i \right]$$

avec  $m$  : nombre totale des tranches

$c_i$  et  $\phi_i$  caractéristique mécanique de la couche dans laquelle est situé l'arc  $ab$

D'autre part, le moment moteur est dû à  $T$  et vaut T.R. d'où :

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^m (c_i ab + N t_g / \phi_i)}{\sum_{i=1}^m T}$$

Remarques : 1 - Si le sol est homogène,  $c = ct$  et  $\phi = \phi t$ ,

la formule (1) devient, en appelant  $L$  la longueur développée de la surface de rupture :

$$F_s = \frac{C L + \operatorname{tg} \phi \sum N}{\sum T} \quad (2)$$

2. lorsque l'on a affaire à des cercles profonds, c à d, pour lesquels la ligne de rupture dépasse la plomb du centre du cercle vers le côté aval (fig. C), le massif de sol côté aval à un effet stabilisateur. Les composantes tangentielles  $T$  du poids  $W$  de la tranche  $y$  sont orientées en sens inverse des moments moteurs.



Dans la formules (1) et (2);  $T$  devra être <sup>compté</sup> algébriquement avec  $T > 0$  pour les tranches qui sont actives et  $T < 0$  pour les tranches préssives.

3. Si on affecte toutes les caractéristiques mécaniques  $C_i$  et  $tg \phi_i$  du coefficient de sécurité minimum recherché  $F_{sa}$ , on peut écrire :

$$C_i^* = \frac{C_i}{F_{sa}} = \frac{C_i}{F_{sa}} \quad \text{et} \quad tg \phi_i^* = \frac{tg \phi_i}{F_{sa}}$$

La relation (1) devient, pour un cercle quelconque :

$$\frac{\sum_1^m (C_i^* ab + N tg \phi_i^*)}{\sum_1^m T} = \frac{F_s}{F_{sa}}$$

et la condition de stabilité du talus s'écrit pour tous les cercles de repture possible :

$$\frac{\sum_1^m (C_i^* ab + N tg \phi_i^*)}{\sum_1^m T} \geq 1$$

Autrement dit, le coefficient de sécurité peut être pris directement pour caractéristiques mécaniques.

3. Avec les notations définies sur le fig. b; (1) peut s'écrire :

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left( C_i \frac{b}{\cos \alpha} + W \cos \alpha tg \phi_i \right)}{\sum_1^m W \sin \alpha}$$

Paramètre géométrique intervenant dans le calcul de  $F_s$

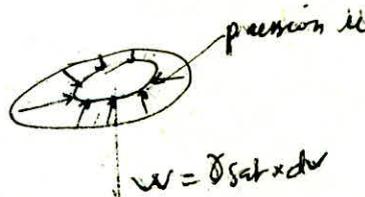
- $b$  : largeur de la tranche
- $\alpha$  : angle que fait le rayon du cette pression par le milieu de base de la tranche avec la verticale
- la hauteur de la tranche pour le calcul de  $W$ .

Prise en compte des écoulements

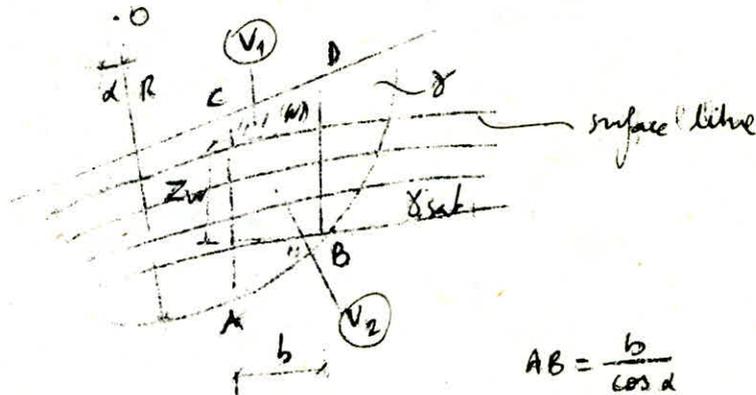
L'action des écoulements sur la stabilité d'un massif élémentaire de terre peut être représentée sous forme de 2 systèmes équivalents.

La méthode de FENELLIUS sera appliquée comme équation de COULOMB:

$$\tau = c' + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi$$



Détermination de la valeur de  $u$



La pression interstitielle en  $M$  est  $u$  sa valeur est  $\gamma_w \cdot Z_w$

$Z_w$  étant pris sur l'équipotentielle passant par  $M$ . En effet, pour définition de l'équipotentielle, les charges hydrauliques en  $M$  et  $N$  sont identiques en  $N$  la charge est due uniquement à l'énergie de position (surface libre).

on a donc :

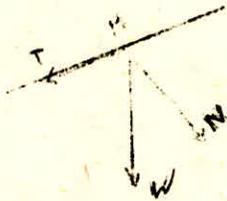
$$Z_M + \frac{u}{\gamma_w} = Z_N \rightarrow u = (Z_N - Z_M) \gamma_w = Z_w \cdot \gamma_w$$

Détermination du coefficient de sécurité

Soit  $W$  le poids total de la tranche  $ABCD$ .

$V_1$  et  $V_2$  les volumes de la tranche situés respectivement au dessus et en dessous de la surface libre:  $W = \gamma V_1 + \gamma_{sat} V_2$

Soit N et T les composante normale et tangentielle sur AB de W



La résistance maximale au cisaillement s'écrit le long de AB

$$C' \cdot AB + (N - u \cdot AB) \operatorname{tg} \phi'$$

La formule (1) devient en commet pour toute les tranches :

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C' AB + (N - U \cdot AB) \operatorname{tg} \phi')}{\sum_1^m T}$$

où

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left( C' \frac{b}{\cos \lambda} + (W \cos \alpha - \frac{ub}{\cos \lambda}) \operatorname{tg} \phi' \right)}{\sum_1^n W \sin \alpha} = K$$

en tenant compte du seisme

$$F_{ss} = \frac{\sum C_i l_i + \sum N_i \operatorname{tg} \phi_i}{\sum T_i + \frac{1}{R} \sum T_n \cdot dn} = K'$$

$$N_i = W_i \cos \alpha_i \quad (\text{effort normal})$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i \quad (\text{effort tangentiel})$$

$$T_n = a W_i \quad (\text{force due au séisme})$$

$d_n$  = bras de levier

$a = 0,12$  : coefficient d'intensité du séisme

Fig 5:2

Cercle de rupture de centre  $O_1$  et de rayon  $R_1 = 80,5 \text{ m}$  (Fin de const. Talus Avial)

Avec Seisme.

Tranche N°:	b	$h_1$	$h_2$	$\delta_1$	$\delta_2$	$W_i = b_i \sum \delta_i h_i$	$S_{inai} = \frac{m_i}{m}$	$Ca_{\phi_i} = \sqrt{1 - \left(\frac{S_{inai}}{T_i}\right)^2}$	$W_i S_{inai} = \frac{W_i S_{inai}}{T_i}$	$W_i Ca_{\phi_i} = \frac{W_i Ca_{\phi_i}}{m_i}$	$C_i = \frac{b_i}{Ca_{\phi_i}}$	$Lg \phi_i$	$N_i Lg \phi_i$	$C_i L_i$	$T_n = a W_i$	$d_n$	$T_n \cdot d_n$
-1	7	2,5	/	2,1	/	36,75	-0,067	0,998	-2,462	36,677	/	0,781	28,645	/	4,41	79,25	349,493
0	5	5,8	-	2,1	/	60,9	0	1	0	60,90	-	0,781	47,563	/	7,308	78,3	572,216
1	5	10	-	2,1	-	105,0	0,067	0,998	7,036	104,790	-	0,781	81,841	/	12,60	77	972,090
2	5	10,5	-	2,1	/	110,25	0,133	0,991	14,663	109,258	-	0,781	85,330	-	13,230	76,2	1008,126
3	5	12,5	-	2,1	/	131,25	0,2	0,980	26,250	128,625	-	0,781	100,456	/	15,75	73,9	1163,925
4	5	14,6	-	2,1	/	153,30	0,267	0,964	40,931	147,781	/	0,781	115,417	/	18,396	72,75	1338,309
5	5	17,5	-	2,1	-	183,75	0,333	0,943	61,189	173,276	-	0,781	135,329	-	22,050	71,5	1576,575
6	5	16,5	-	2,1	-	173,25	0,4	0,916	69,30	158,697	-	0,781	123,942	/	20,79	69,45	1443,866
7	5	16	-	2,1	-	168,0	0,467	0,884	78,456	148,512	/	0,781	115,988	/	20,16	67,25	1355,760
8	5	15,7	-	2,1	-	164,85	0,533	0,846	87,865	133,463	/	0,781	108,921	/	19,782	64,35	1272,792
9	5	14,5	1,5	2,1	2,1	168,0	0,6	0,8	100,800	134,400	/	0,577	77,596	/	20,160	61,5	1239,84
10	5	12	3,0	2,1	2,1	157,50	0,667	0,745	105,053	117,338	/	0,577	67,745	/	18,900	56,6	1069,74
11	5	10,4	3,6	2,1	2,1	147,0	0,733	0,680	107,761	99,960	/	0,577	57,712	/	17,640	52,50	926,100
12	5	8,6	3,4	2,1	2,1	96,00	0,8	0,6	100,800	75,600	/	0,577	43,648	/	15,120	48,0	725,760
13	7,5	7	1,2	2,1	2,1	129,150	0,867	0,489	111,973	64,446	-	0,577	37,208	-	15,438	43,25	670,289

 $m = 15$  $K = 1,349$  $K' = 1,124$  $\sum T_i = 909,604$  $\sum N_i \lg \phi_i = 1227,341$  $\sum T_n d_n = 14676,93$  $\sum C_i L_i = 0$

1.09.02  
Verole de rupture de centre  $O_2$  et de rayon  $R_2 = 82,5$  m (fin de const, talus aval)

Avec sisme

Tranche No	b	$h_1$	$h_2$	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$W_i = b_i \sum \delta_i h_i$	$\sin \alpha_i = \frac{h_i}{m}$	$\cos \alpha_i = \sqrt{1 - \left(\frac{h_i}{m}\right)^2}$	$W_i \sin \alpha_i = \frac{W_i}{T_i}$	$W_i \cos \alpha_i = N_i$	$f_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$	$\gamma \cdot \rho_i$	$N_i \cdot \gamma \cdot \rho_i$	$C_i \cdot l_i$	$T_n = a \cdot W_i$	$d_n$	$T_n d_n$
0	8	2		2,1		33,6	0	1	0	33,60	-	0,781	26,251	-	4,032	81	326,592
1	8	6		2,1		100,8	0,1	0,995	10,08	100,296	-	0,781	78,360	-	12,096	80,5	973,728
2	8	10		2,1		168	0,2	0,980	33,60	164,64	-	0,781	128,631	-	20,16	79	1592,64
3	8	12,5		2,1		210	0,3	0,954	63,0	200,34	-	0,781	156,523	-	25,20	77	1940,40
4	8	13,5		2,1		226,8	0,4	0,917	90,72	207,976	-	0,781	162,489	-	27,216	72,5	1973,16
6	8	14		2,1		235,2	0,5	0,866	117,60	203,683	-	0,781	159,135	-	28,224	67,5	1905,12
6	8	13,5		2,1		226,8	0,6	0,800	136,08	181,44	-	0,781	141,756	-	27,216	64,5	1755,43
7	8	12,0		2,1		201,6	0,7	0,714	141,12	143,942	-	0,781	112,46	-	24,192	60	1452,52
8	8	9,8		2,1		164,64	0,8	0,600	131,712	98,784	-	0,781	77,179	-	19,757	64,5	1076,75
9	3,5	2,5		2,1		18,375	0,9	0,436	16,538	8,012	-	0,781	6,259	-	2,205	45,5	100,327

$\Sigma = 10$

$\Sigma = 740,450$

$\Sigma = 1049,043$

$\Sigma = 13095,61$

$K = 1,417$

$K' = 1,167$

arc de rupture de centre  $O$ , et de rayon  $R_s = 77,50 \text{ m}$  (Fin de Const., Talus Aval)

Tranche N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	γ <sub>1</sub>	γ <sub>2</sub>	w <sub>i</sub> = b <sub>i</sub> Σ γ <sub>j</sub> h <sub>j</sub>	sin α <sub>i</sub> = $\frac{m_i}{m}$	cos α <sub>i</sub> = $\sqrt{1 - \left(\frac{m_i}{m}\right)^2}$	W <sub>i</sub> sin α <sub>i</sub> = $\frac{W_i \sin \alpha_i}{T_i}$	W <sub>i</sub> cos α <sub>i</sub> = N <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> = $\frac{b_i}{\cos \alpha_i}$	tg φ <sub>i</sub>	N <sub>i</sub> tg φ <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> U <sub>i</sub>	avec X <sub>1</sub> = 0		
															T <sub>n</sub> = a W <sub>i</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>n</sub> · d <sub>n</sub>
-1	8	2,5	-	2,1	2,1	42,0	-0,091	0,996	-3,822	41,832		0,781	32,683		5,040	76,5	385,5
0	7,5	6	-	2,1	2,1	94,5	0	1	0	94,50		0,781	73,831		11,340	75,5	856,17
1	7,5	10,6	-	2,1	2,1	166,95	0,091	0,996	15,192	166,282		0,781	129,914		20,034	71,5	1432,49
2	7,5	14	-	2,1	2,1	220,50	0,182	0,983	40,131	216,752		0,781	169,345		26,460	69,0	1825,7
3	7,5	14,5	-	2,1	2,1	228,375	0,273	0,962	62,346	219,697		0,781	171,646		27,405	65,0	1781,32
4	7,5	17	-	2,1	2,1	267,75	0,364	0,932	97,461	249,543		0,781	194,964		32,13	63,5	2040,25
5	7,5	16,5	1,5	2,1	2,1	283,50	0,455	0,891	128,992	252,599		0,577	145,838		34,020	61	2075,22
6	7,5	14	4,75	2,1	2,1	295,313	0,545	0,838	160,946	247,472		0,577	142,878		35,438	58	2055,40
7	7,5	10,5	6	2,1	2,1	259,875	0,636	0,771	165,281	200,364		0,577	115,68		31,185	51,5	1606,02
8	7,5	7,5	5,5	2,1	2,1	204,750	0,727	0,686	148,853	140,459		0,577	81,094		24,510	46	1130,22
9	5,5	4	2,5	2,1	2,1	88,725	0,816	0,575	72,400	51,017		0,364	18,569		10,647	40,5	431,20

Z-11

$\Sigma T_i = 887,780$

$\Sigma = 1276,442$

$\Sigma = 15619,5$

$K = 1,463$

$K' = 1,193$

(12123 Amomi)

Tranche $N_i$	b	$h_1$	$h_2$	$\gamma_1$	$\gamma_2$	$W_i = b_i \sum \delta_i h_i$	$h_{ind} = \frac{n_i}{m}$	$\cos \alpha = \sqrt{1 - \left(\frac{n_i}{m}\right)^2}$	$W_i \cdot h_{ind} = \frac{W_i}{T_i}$	$W_i \cdot \cos \alpha = \frac{W_i}{N_i}$	$P_i = \frac{b_i}{\cos \alpha}$	$T_i \cdot \phi_i$	$N_i \cdot T_i \cdot \phi_i$	$C_i \cdot L_i$	Avec poids		
															$T_n = a \cdot W_i$	$d_n$	$T_n \cdot d_n$
-3	10	1	-	2,1	-	21	-0,231	0,973	-4,851	20,433	-	0,781	15,964		2,52	90,75	228,690
-2	8	3,5	-	2,1	-	58,8	-0,154	0,988	-9,055	58,034	-	0,781	45,388		7,056	90	635,040
-1	8	7	-	2,1	-	117,60	-0,077	0,997	-9,055	117,247	-	0,781	91,603		14,112	88	1241,856
0	8	10	-	2,1	-	168	0	1	0	168	-	0,781	131,256		20,160	87	1753,920
1	8	13,5	-	2,1	-	226,8	0,077	0,977	17,464	221,584	-	0,781	173,120		27,216	85,5	2326,96
2	8	15,25	-	2,1	-	256,2	0,154	0,988	39,455	253,126	-	0,781	197,764		30,744	82,5	2536,38
3	8	15	-	2,1	-	252	0,231	0,973	58,212	245,196	-	0,781	191,568		30,240	81	2449,44
4	8	13,25	2,75	2,1	2,1	268,80	0,308	0,951	82,791	255,629	-	0,577	147,587		32,256	78,5	2532,09
5	8	11,75	5,0	2,1	2,1	281,40	0,385	0,923	108,339	259,732	-	0,577	149,956		33,768	74,5	2515,716
6	8	10,25	6,5	2,1	2,1	281,40	0,462	0,887	130,006	249,601	-	0,577	144,107		33,768	71,0	2397,528
7	8	9,0	6,5	2,1	2,1	260,40	0,538	0,843	140,056	219,518	-	0,577	126,739		31,248	66,25	2070,180
8	8	7,25	4,35	2,1	2,1	201,60	0,615	0,788	123,984	158,860	-	0,577	91,718		24,192	60,5	1463,616
9	9,5	5,75	1,50	2,1	2,1	144,338	0,692	0,722	100,089	104,429	-	0,577	60,292		17,357	54	937,278

213

$\Sigma = 777,475$

$\Sigma = 1567,062$

$\Sigma = 23088,700$

$K = 2,239$

$K' = 1,523$

verrou de rupture de centre  $U_z$  et de rayon  $K_z = 94,50$  m (Fin de Const., Talus Amont)

Tranche N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	α <sub>1</sub>	α <sub>2</sub>	W <sub>i</sub> = b <sub>i</sub> Σ Z <sub>i</sub> · h <sub>i</sub>	h <sub>mid</sub> = $\frac{h_i}{3}$	Cor <sub>i</sub> = $\sqrt{1 - \left(\frac{h_i}{3}\right)^2}$	W <sub>i</sub> h <sub>mid</sub> d <sub>i</sub> = T <sub>i</sub>	W <sub>i</sub> Cor <sub>i</sub> d <sub>i</sub> = N <sub>i</sub>	P <sub>i</sub> = $\frac{b_i}{\text{Cor } d_i}$	k <sub>g</sub> φ <sub>i</sub>	N <sub>i</sub> k <sub>g</sub> φ <sub>i</sub>	C <sub>i</sub> · P <sub>i</sub>	Avec glissement		
															T <sub>n</sub> = a · W <sub>i</sub>	d <sub>n</sub>	T <sub>n</sub> · d <sub>n</sub>
-2	4,5	1,5	-	2,1	-	14,175	-0,182	0,983	-2,580	13,934	-	0,781	10,886	-	1,701	94	159,89
-1	9	4,5	-	2,1	-	85,05	-0,091	0,996	-7,740	84,710	-	0,781	66,183	-	10,206	92,5	994,05
0	9	8,25	-	2,1	-	155,925	0	1	0	155,925	-	0,781	121,822	-	18,711	91,75	1716,73
1	9	11,5	-	2,1	-	217,350	0,091	0,996	19,779	216,48	-	0,781	169,133	-	26,082	94,5	2360,42
2	9	13,75	-	2,1	-	259,875	0,182	0,983	47,287	255,457	-	0,781	199,585	-	31,185	88	2749,28
3	9	13,50	-	2,1	-	255,150	0,273	0,962	69,656	245,45	-	0,781	191,770	-	30,618	85	2602,53
4	9	13,00	1,0	2,1	2,1	264,60	0,364	0,932	96,315	246,607	-	0,577	142,379	-	31,752	80	2540,16
5	9	11,75	3,5	2,1	2,1	288,225	0,455	0,891	131,112	256,809	-	0,537	148,269	-	34,587	77,5	2680,49
6	9	10	4,0	2,1	2,1	264,600	0,545	0,838	144,207	221,735	-	0,577	128,019	-	31,752	71,5	2270,27
7	9	8,50	3,0	2,1	2,1	217,350	0,636	0,771	138,234	167,577	-	0,577	96,751	-	26,082	67	1747,49
8	12	4,50	-	2,1	2,1	113,400	0,727	0,686	82,442	77,792	-	0,781	60,778	-	13,608	60	816,48
Σ = 11									Σ = 718,742				Σ = 1335,575				Σ = 20632,809

$K = 1,858$

$K' = 1,425$

Fig 5.6

Cercle de rapture de centre  $O_2$  et de rayon  $R_2 = 70,75m$  (fin de const Talus Amont)

Avec seisme

Tranche N°	b	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub>	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$W_i = b_i \cdot Z_0 \cdot \rho$	$\sin \alpha_i = \frac{Z_0}{r}$	$\cos \alpha_i = \sqrt{1 - \left(\frac{Z_0}{r}\right)^2}$	$W_i \sin \alpha_i = \frac{Z_0}{r}$	$W_i \cos \alpha_i = \frac{Z_0}{N_i}$	$L_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$	$\tan \phi_i$	$N_i \tan \phi_i$	$C_i \cdot L_i$	$T_n = a \cdot W_i$	$d_n$	$T_n \cdot d_n$
-4	10	1,5	0	2,1	-	31,5	-0,364	0,932	-11,466	29,344	0	0,781	22,926	0	3,78	76	287,28
-3	10	4	0	2,1	-	84	-0,273	0,962	-22,932	80,816	0	0,781	63,140	0	10,080	74	745,92
-2	10	6,5	0	2,1	-	136,5	-0,182	0,983	-24,843	134,225	0	0,781	104,868	0	16,380	72,5	1187,550
-1	10	9	0	2,1	-	189,0	-0,091	0,996	-17,199	188,217	0	0,781	147,061	0	22,680	68,5	1553,58
0	10	10,5	0	2,1	-	220,5	0	1	0	220,5	0	0,781	172,273	0	26,460	67	1772,82
1	10	12,5	0	2,1	-	262,5	0,091	0,996	23,888	261,450	0	0,781	204,267	0	31,500	64,5	2031,75
2	10	11,5	4	2,1	-	325,50	0,182	0,983	59,241	319,961	0	0,577	184,733	0	39,060	61,5	2402,19
3	10	9,5	7	2,1	-	346,50	0,273	0,962	94,595	333,333	0	0,577	192,450	0	41,580	57,5	2390,85
4	10	7,5	8,5	2,1	-	336,0	0,364	0,932	122,304	313,152	0	0,577	180,798	0	40,320	52	2096,64
5	10	6	7	2,1	-	273,0	0,455	0,891	124,215	243,167	0	0,577	140,393	0	32,760	45	1434,20
6	6,5	4	1,5	2,1	-	115,50	0,545	0,838	62,948	96,805	7,757	0,364	35,234	15,515	13,860	39,5	547,470

$\Sigma T_0 = 410,751$

$\Sigma = 1490,133$   
 $\Sigma = 1963,646$

$\Sigma = 16490,25$

$\Sigma 41$

$K = 3,563$

$K' = 2,273$

CONFORTEMENT DES TALUS

Pour améliorer la stabilité des talus il est possible d'agir essentiellement sur 2 points :

- \* Modifier le profit en travers du talus : adoucissement de la pente.
- \* Diminuer les pressions interstitielles dans le massif, celles-ci jouant un rôle néfaste pour la stabilité.

Le drainage des massifs est une arme efficace pour diminuer ces pressions.

On distingue :

- Le drainage superficiel (fosses) descente d'eau ....) qui a pour effet de recueillir les eaux de ruissellement et d'empêcher l'érosion superficielle et l'infiltration de ces eaux.
- Le drainage profond qui a pour but de rabattre la nappe , donc de l'éloigner de la surface du talus et d'orienter les lignes de courant d'une façon plus favorable.

I.- DERIVATION PROVISOIRE ET BATARDEAU AMONT

1.- RÔLE

Pour faciliter et rendre possible les travaux de construction du barrage et éviter sa submersion et celle du chantier une dérivation des eaux de l'oued est nécessaire.

La dérivation comprend un batardeau amont, une galerie creusé dans le flanc droit et un batardeau aval.

Après l'exécution du barrage la galerie de dérivation sera utilisée comme galerie de vidange de fond.

Cette dernière a pour fonction essentielle :

- Vidanger le barrage en cas exceptionnel (accident)
- abaisser le niveau d'eau en cas d'entretien
- évacuer les vases accumulées au fond de réservoir
- évacuer une partie du débit en cas de crue.

2.- CALCUL TECHNIQUE-ECONOMIQUE

2.1.- CRITERE DE DIMENSIONNEMENT

La dérivation est dimensionnée pour pouvoir véhiculer le débit de la crue décennale qui est estimée à 330 m<sup>3</sup>/s soit les  $\frac{2}{3}$

du débit max.  $Q_{10} = 330 \text{ m}^3/\text{s}$ .

La détermination du diamètre de la galerie et de la hauteur du batardeau amont a été faite selon un calcul de prix.

Les prix du batardeau et de la galerie étant 2 fonctions.

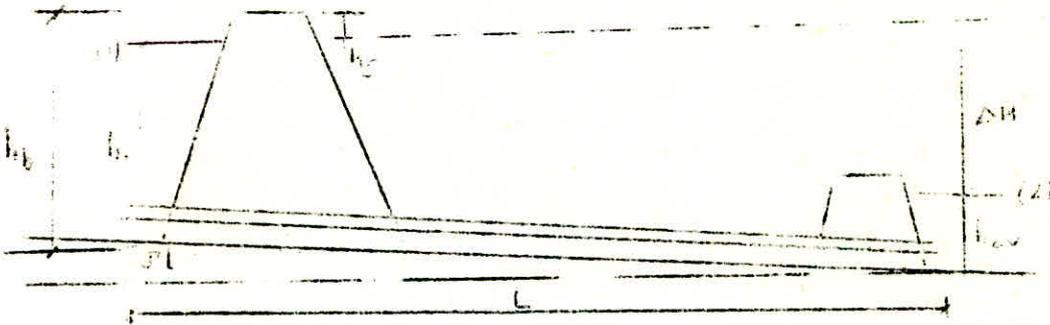
Croissants de  $h_h$  et  $S_g$ , mais ces deux derniers paramètre ( $h_b$  et  $S_g$ ) mise en sens inverse.

Le calcul technico-économique fait correspondre à chaque diamètre de la galerie une hauteur du batardeau.

Le tracé du profil de la galerie a été choisi de telle manière à ce que la longueur de la conduite soit minimum, éviter la charge des terres dessus de la galerie.

Il est à noter que la galerie débouche sur un canal de réception afin de limiter la longueur de creusement, qu'elle a 2 coudes.

## 2.2.- PROCEDE DE CALCUL



$$h_1 + J.L. = h_{av} + \Delta H \Rightarrow h_1 = \Delta H + h_{av} - J.L. \quad (1)$$

La hauteur du batardeau amont :

$$h_b = h_1 + h_s \quad \rightarrow \quad h_1 = h_b - h_s$$

---

$$(1) \rightarrow h_b - h_s = \Delta H + h_{av} - JL \Rightarrow h_b = \Delta H + h_{av} + h_s - JL$$

---

\* Hypothèses

- l'écoulement dans la galerie est en charge et permanent
- la hauteur d'eau à la sortie de la galerie est  $h_{av} = 4,0m$
- la hauteur de sécurité est  $h_s = 1,0 m$

Sur la planche N° 2 , on détermine  $L = 295 m$ , la pente géométrique

$$J = 0,01$$

$$\text{donc } h_b = \Delta H + 4 + 1 - 295 \cdot 0,01 \rightarrow h_b = \Delta H + 2,0$$

Calcul des pertes de charges  $\Delta H$  :

$$\Delta H = \left( \sum \lambda + \frac{fL}{D} \right) \frac{V^2}{2g} \quad f = \left( 1,14 - 0,86 \log \frac{\epsilon}{D} \right)^{-2}$$

On pose  $L_{ev} = \frac{D \sum \xi}{f} \rightarrow \sum \xi = \frac{f L_{ev}}{D}$

$$\Delta H = \left( \frac{f L_{ev}}{D} + \frac{f L}{D} \right) \frac{V^2}{2g} = (L_{ev} + L) \frac{f V^2}{D 2g} \quad L_e = L_{ev} + L.$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{4 Q}{\pi D^2} \rightarrow \Delta H = L_e \cdot \frac{f}{D} \cdot \frac{16 Q^2}{\pi^2 D^4} \cdot \frac{1}{2g} \rightarrow \Delta H = 0,0828 \cdot f L_e \frac{Q^2}{D^5}$$

avec  $f$  : coefficient de frottement d'après Nakuradzé

$L_e$  : longueur equivalente

$L$  : Diamètre de la conduite

$\sum \xi$  : Somme des coefficient de p.d.c. singulière

$$\sum \xi = ( \xi_e + \xi_s + \xi_1 + \xi_2 )$$

$\xi_e$  : coefficient de p.d.c. singulière à l'entrée de la galerie

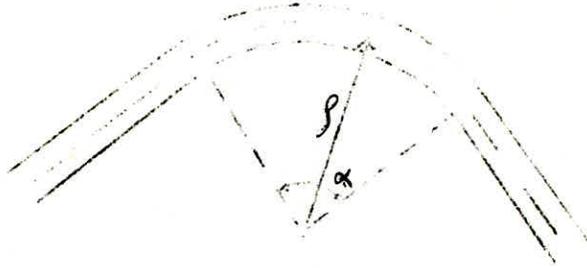
$$(\xi_e = 0,05)$$

$\xi_s$  : coefficient de p.d.c. à la sortie de la galerie ( $\xi_s = 1,0$ )

$\xi_1, \xi_2$ , Coefficient de p.d.c. singulière dus aux coudes.

$$V_{1,2} = \frac{\alpha_{1,2}}{90} \left( 0,131 + 1,847 \left( \frac{D}{2\rho} \right)^{3,5} \right)$$

Formule de  
WEISBACH



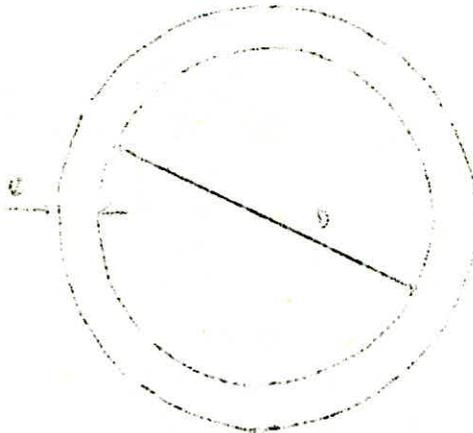
$$\alpha_1 = \alpha_2 = 45^\circ$$

$$\rho_1 = \rho_2 = 80 \text{ m}$$

### 2.3.- CALCUL DES VOLUMES

#### 2.3.1.- VOLUME DES EXCERRATION

V<sub>ex</sub> =



D : Diamètre de la galerie

e : épaisseur de béton

$$(e = 0,3 \text{ m})$$

Lg: longueur de la galerie

$$V_{ex} = \frac{\pi}{4} (D + 2e)^2 Lg$$

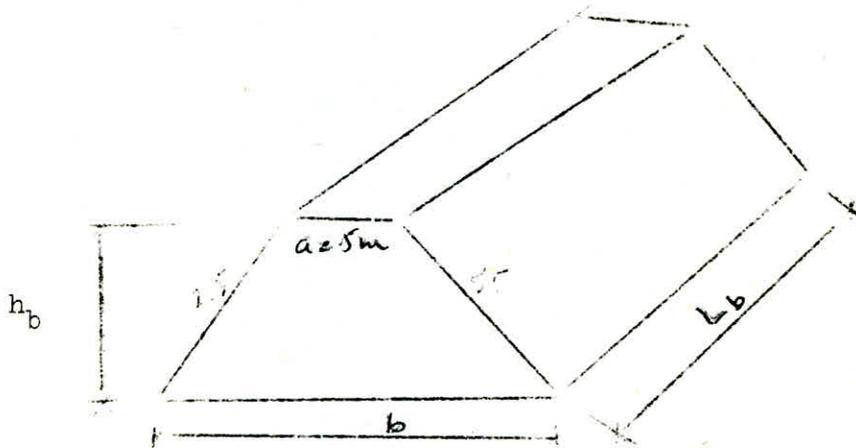
$$V_{ex} = \frac{\pi}{4} (D + 2e)^2 \cdot Lg$$

2.3.2.- VOLUME DU BETON

$$V_{\text{bet}} = \frac{\pi}{4} (D + 2e)^2 L_g - \frac{\pi}{4} D^2 L_g$$

$$V_{\text{bet}} = \frac{\pi}{4} [(D + 2l)^2 - D^2] L_g$$

2.3.3.- VOLUME DU BATARDEAU



$$b = 2 \cotg \alpha \cdot h_b + a$$

$$V_b = \frac{1}{2} (2 \cotg \alpha h_b + 2a) h_b \cdot L_b$$

$h_b$  : hauteur du batardeau

$L_b$  : longueur du batardeau mesuré sur le plan selon la hauteur du batardeau

$$\cotg \alpha = 2,5$$

## 2.4.- LES PRIX

- Prix d'excavation : 100 DA/m<sup>3</sup>
- Prix du béton : 1500 DA/m<sup>3</sup>
- Prix du remblai (batardeau): 10 DA/m<sup>3</sup>

## 2.5.- CALCULS

Le tableau suivant indique les coûts de réalisation galerie - batardeau en fonction du diamètre de la galerie.

Le diamètre qui engendrera le moindre coût sera adopté comme diamètre de la galerie de dérivation ainsi que  $h_p$ .

## 3.- CANAL DE RECEPTION A L'AVANT DE LA GALERIE (Planche N° 1 )

La galerie débouchant à la cote à l'air libre sera réceptionnée dans un canal rectangulaire qui véhiculera le débit dérivé jusqu'au Oued. La hauteur de la lame d'eau dans le canal sera prise égale à 4,0 m , et sa largeur égale à 15 m.

Les parois du canal seront en béton d'une épaisseur de 0,3 m.

Calcul de la pente du canal.

$$Q = C.A. \sqrt{R I} \quad \longrightarrow \quad I = \frac{Q^2}{(C.A.)^2 R}$$

Diamètres (m)	6,5	7	7,5
	0,0132	0,0131	0,0129
	1,12	1,12	1,12
Lev (m)	548	598	650
$L_e = L_e + L$ (m)	843	893	945
H (m)	8,77	6,25	4,63
Hauteur du batardeau (m)	11	9,5	7
$L_{bat}$	345	290	275
Volume du batardeau ( $m^3$ )	123338	64706	43313
Volume des excavations ( $m^3$ )	11678	13383	15201
Volume de beton ( $m^3$ )	1891	2030	2169
Coût du batardeau (M.DA)	1,234	0,647	0,433
Coût des excavations (M.DA)	1,168	1,338	1,520
Coût du beton (M.DA)	2,836	3,044	3,253
Coût total (M.DA)	5,75	5,029	5,206

*Doigt = 7,0 m*

Q débit decennale  $Q = 330 \text{ m}^3/\text{s}$

C : coefficient de CHEZY  $C = \frac{1}{n} \cdot R^{1/6}$   $C = 76,4 \text{ m}^{0,5}/\text{s}$

A : section mouillée  $A = 15 \times 4 = 60 \text{ m}^2$

R = Rayon hydraulique

$$R = \frac{A}{P} = \frac{15 \cdot 4}{15+2+4} = \frac{60}{18} = 3,33 \text{ m}$$

$$I = \left( \frac{330}{754 \times 60} \right)^2 \times \frac{1}{3,33} \quad I = 2 \text{ ‰}$$

Il est à noter qu'à l'extrémité aval du canal des dents de REHBOCK pour dissiper l'énergie sont prévues pour cette même fonction est prévu en bas du canal, sur le lit de l'oued, un matelas dont le fond est constitué de roches en vrac. Un mètre de revanche est prévu les côtes latéraux du canal.

## II.- EVACUATION DES CRUES

### 1.- BUT

Un évacuateurs de crues est destiné à permettre le passage des débits de crue au droit d'un barrage, sans que cet ouvrage ou ses fondations risquent d'être endommagés par submersion ou par affouillement et sans que le niveau du plan d'eau amont, en période de crue, dépasse le niveau de retenue exceptionnelle. L'ouvrage comprend essentiellement:

- Un ouvrage de tête assurant le guidage du débit
- un canal (ou galerie) dans lequel le débit de crue s'écoule.

### 2.- VALEUR DU DEBIT MAXIMAL A EVACUER : CRUE DE PROJET

L'ouvrage évacuateur doit être capable d'évacuer la crue maximale connue et adoptée. Cette crue est appelée crue de projet. En général; la crue de projet adoptée est celle de fréquence 0,001 (millénaire) et pour laquelle l'ouvrage évacuateur est calculée.

Dans le cas présent la crue de fréquence 0,001 a un débit  $Q = 1800 \text{ m}^3/\text{s}$  (voir hydrogramme des crues).

### 3.- TYPE DE L'OUVRAGE

L'évacuateur peut être surface (déversoir - canal) ou en charge (en puits), le choix entre l'un et l'autre type est dicté par des considérations topographique, géologique et hydrologique.

#### 3.1- EVACUATEURS EN PUIITS

Une étude préliminaire, sur ce type d'évacuation, a été faite, et elle a permis de constater l'impossibilité de sa réalisation, vu les dimensions qu'il demande, surtout celles de la galerie, sauf utilisation de 2 puits ce qui nécessite le creusement de deux galeries. Cette solution est abandonnée. Compte de ces considérations l'évacuateur adopté sera du type en surface.

#### 3.2.- EVACUATEUR DE SURFACE

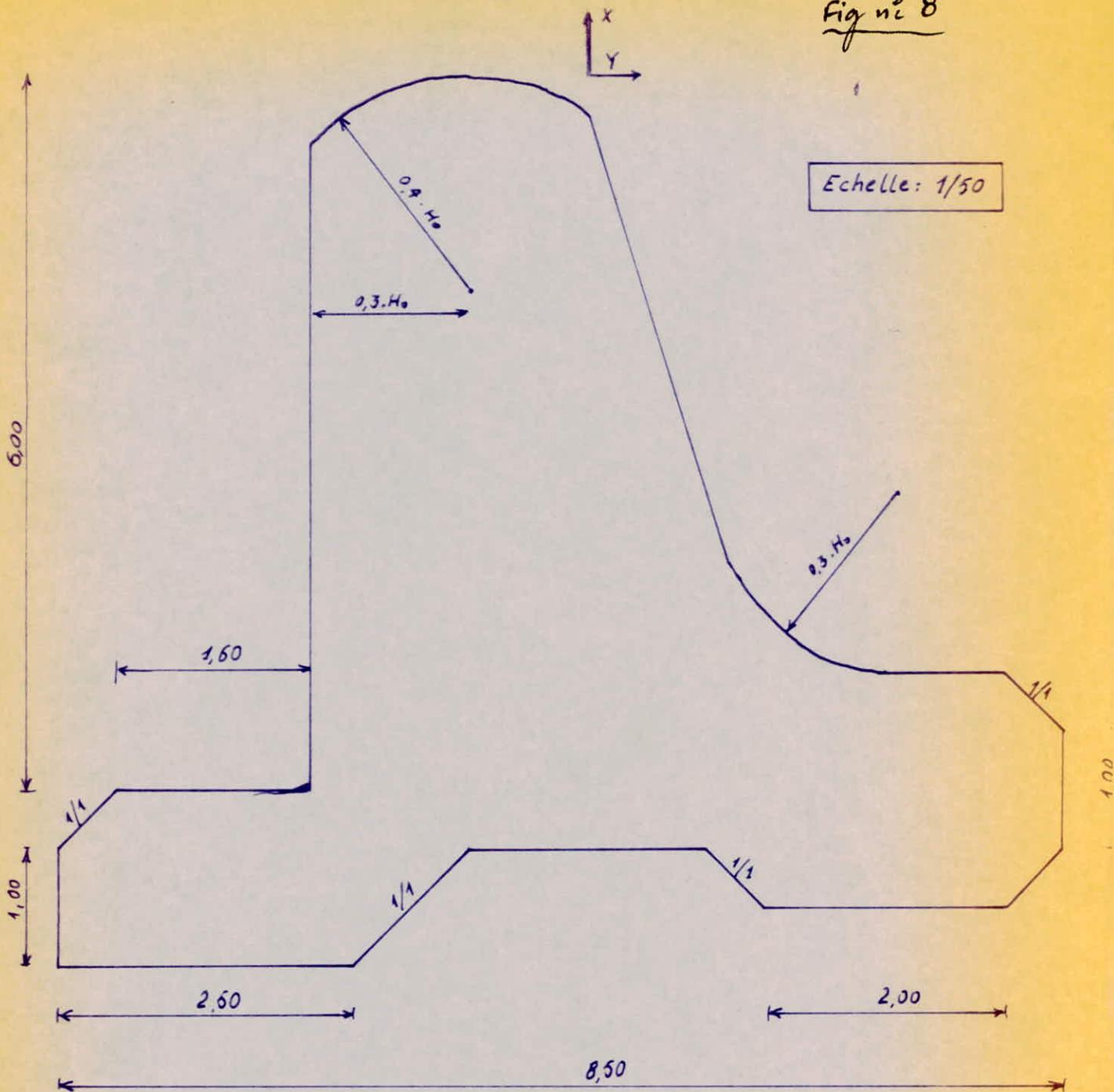
C'est un ouvrage qui est constitué par :

- un déversoir en béton dont la forme est donnée (Fig. N° 8 )
- un chenal à ciel ouvert

Cet ouvrage est plus facile à construire et à entretenir pendant l'exploitation. D'ailleurs c'est le type d'évacuateur qui est le plus utilisé ces derniers temps, vu les techniques <sup>modernes</sup> modunés d'exécution des travaux des grands ouvrages.

# Déversoir

Fig n° 8



Déversoir à seuil normal, profil CRAEGER, son équation est:

$$Y = 0,47 \frac{X^{1,8}}{H_0^{0,8}} \quad \text{avec} \quad H_0 = 4,50 \text{ m} \rightarrow Y = 0,14 \cdot X^{1,8}$$

X	0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
Y	0	0,04	0,14	0,29	0,49	0,73	1,01	1,33	1,70	2,10	2,54

#### 4.- LAMINAGE DES CRUES

##### 4.1.- BUT

Il s'agit de déterminer le niveau maximum atteint par le plan d'eau pendant une crue, la longueur du déversoir étant fixée, ou déterminer la longueur du déversoir en fixant le niveau du plan maximal d'eau.

Cette étude est régit par l'équation différentielle :

$$Q_e(t) dt = Q_s(t) dt + A(\zeta) dz$$

avec :

$\zeta$  : côte du plan d'eau

$Q_e$  : débit de crue entrant dans la retenue

$Q_s$  : débit sortant de la retenue par l'évacuateur

$A(\zeta)$  : aire du plan d'eau à la côte  $\zeta$

$t$  : temps

$Q_e(t) \cdot dt$  : élément de volume entrant dans la retenue

$Q_s(t) dt$  : élément de volume sortant par l'évacuateur de crue

$A(\zeta) dz$  : variation du volume dans la retenue

Il est à remarquer que dans ces conditions le laminage dépend de la forme de l'hydrogramme de crue, de la capacité d'évacuation du déversoir ainsi que de la forme du plan d'eau. Donc, il ne serait pas facile d'effectuer une telle étude. D'où une autre méthode, qui serait graphique, sera utilisée par la détermination des paramètres, cités plus haut, concernés par le laminage des crues.

#### 4.2.- METHODE CREAGER

Cette méthode permet de déterminer deux des trois inconnues suivantes, la troisième étant fixée :

- niveau maximal du plan d'eau
- longueur du déversoir
- débit maximal évacué (laminé)

En se fixant la longueur du déversoir, on calcule le débit déversé pour plusieurs hauteurs, d'après la formule :

$$Q_d = \mu \cdot b \cdot \sqrt{2g} \cdot h_d^{3/2} \quad \text{avec} \quad \begin{array}{l} b = 60 \text{ m} \\ \mu = 0,45 \end{array}$$

$$Q_d = 119,6 \cdot h_d^{3/2}$$

On calcule aussi le volume pour  $\Delta t = 2 \text{ h}$

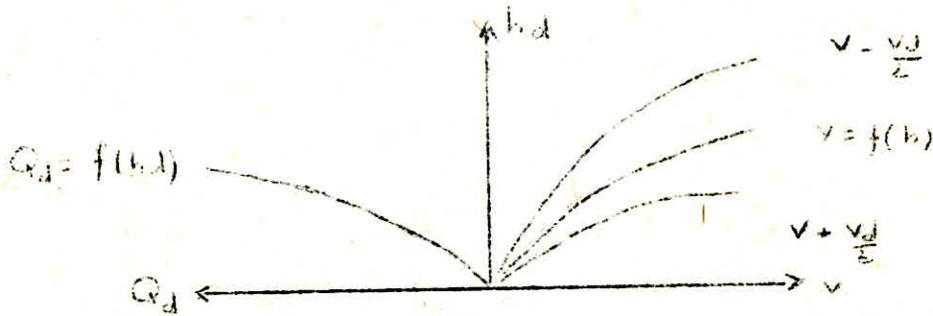
$h_d$ (m)	$Q_d$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$\frac{Q_d}{2}$ ( $\text{m}^3/\text{s}$ )	$\frac{V_d}{2} = Q_d \cdot 2 \cdot 3600$ ( $10^6 \cdot \text{m}^3$ )
1	119,6	59,8	0,430
2	336,28	119,14	1,218
3	621,46	310,73	2,237
4	956,8	478,40	3,444
5	1337,17	668,58	4,816

Après on trace la courbe  $V = f(h)$  (fig. N° 2 )

à partir de la côte NNR, les courbes correspondantes de  $V + \frac{V_d}{2}$  et

$V - \frac{V_d}{2}$  pour chaque hauteur  $h_d$ , ainsi que celle de  $Q_d = f(h_d)$

Figure N° 9



D'après l'hydrogramme de crue on calcule pour  $t = 2$  h les débits affluents moyens ainsi que les volumes affluents moyens. Après on fait correspondre à chaque volume partiel diversé par intersection avec la courbe  $v + \frac{v_d}{2}$  une hauteur de déversement et un débit déversé.

#### 4.3.- DEVERSOIR

La charge au dessus du seuil est  $h_d = H_K = 4,5$  m

$$H_K = \frac{3}{2} \cdot K \rightarrow K = \frac{2}{3} H_K \rightarrow K = 3,0 \text{ m}$$

La charge au pied du déversoir, si on néglige les p.d.c. linéaire sur le parement aval du déversoir est :

$$H = h_t + \frac{v_t^2}{2g} = (x - y) + \frac{3}{2} K = (x - y) + H_K$$

$$H = 6 + 4,5 = 10,5 \text{ m}$$

côtés  $\left\{ \begin{array}{l} X = 80 \text{ m (NVR)} \\ Y = 74 \text{ m (pied du déversoir)} \end{array} \right.$

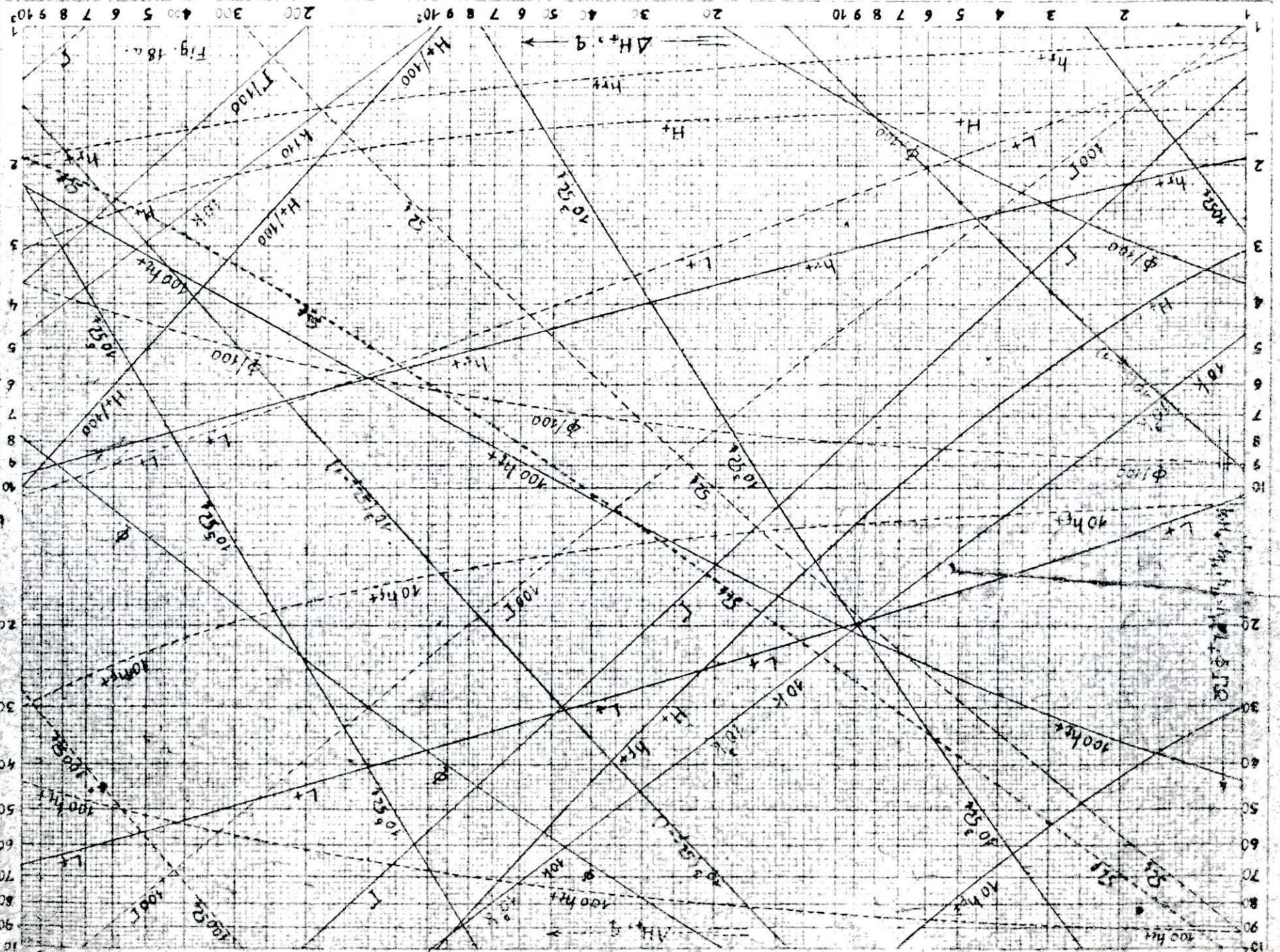
Tableau donnant :  $h_d = f ( V_{aff} )$  et  $Q_d = f ( V_{aff} )$

At (h)	$Q_{aff. moy.}$ (m <sup>3</sup> /s)	$V_{aff. moy.}$ (10 <sup>6</sup> . m <sup>3</sup> )	$h_d$ (m)	$Q_d$ (m <sup>3</sup> /s)
0 - 2	70	0,504	0,090	10
2 - 4	235	1,692	0,38	37,5
4 - 6	460	3,312	0,920	107,5
8 - 10	1450	10,44	2,8	550
10 - 12	1750	12,456	3,7	850
12 - 14	1420	10,224	4,05	970
14 - 16	1155	8,316	4,08	985
16 - 18	920	6,624	4,03	955
18 - 20	720	5,184	3,85	900
20 - 22	550	3,85	3,60	815
22 - 24	400	2,88	3,30	715
24 - 26	280	2,16	2,95	595
26 - 28	190	1,368	2,55	475
28 - 30	110	0,792	2,20	385
30 - 32	50	0,360	1,875	300
32 - 34	15	0,108	1,6	235

Hauteur maximale déversée  $h_d = 4,08$  m

Côte maximale du plan d'eau (P.H.E.) = 84,08 (NNR = 80 m)

débit maximum déversé  $Q_{mx} = 985$  m<sup>3</sup>/s



Paramètre addimensionnel

$$H_t = \frac{H}{K} \rightarrow H + = \frac{10,5}{4,5} = 2,33 \text{ m}$$

$$H + \xrightarrow{\text{abq } 18} h_{t+} = 0,658 \quad \longrightarrow \quad h_t = h_{t+} \cdot K$$

$$\longrightarrow h_t = 0,658 \cdot 3 \longrightarrow h_t = 1,974 \text{ m.}$$

## 5.- CANAL EVACUATEUR (Fig. N° I )

### 5.1. - ROLE

Comme son nom l'indique il sert à véhiculer le débit déversé par l'évacuateur de crue vers l'oued. Il se trouve dans le prolongement du déversoir. Sa pente géométrique est déterminée par les conditions topographiques (13 %). Sa forme est rectangulaire. Il est linéairement convergent.

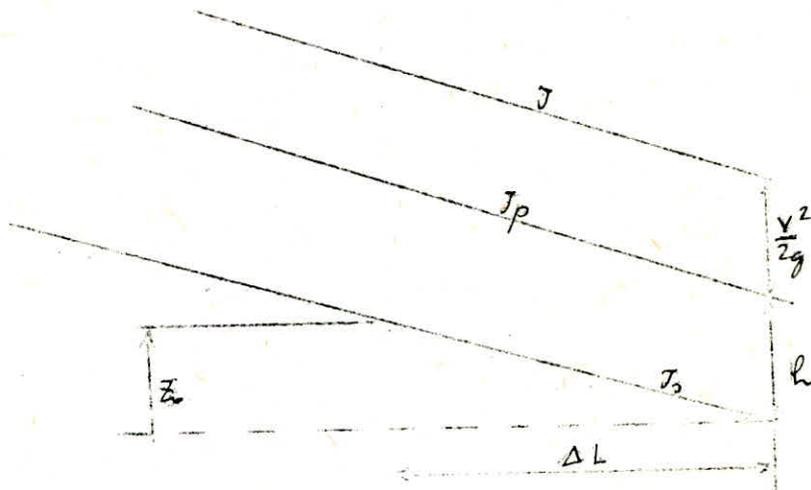
### 5.2.- ETUDE DE L'ECOULEMENT DANS LE CANAL

#### 5.2.1.- DEFINITION

Les différents paramètres hydraulique, dans un écoulement graduellement varié, sont variables. La ligne d'eau d'un tel mouvement est appelée courbe de renous.

Le remous en une section donnée est la différence entre la profondeur réelle  $h$  du courant et la profondeur normale  $h_0$  du régime uniforme pour un débit considéré.

5.2.2.-- EQUATION DIFFERENTIELLE DU MOUVEMENT GRADUELLEMENT VARIE



En faisant tendre  $\Delta L$  vers zéro, la variation de la charge totale par unité de longueur se confond avec le gradient de charge :

$$J = - \frac{d}{dL} \left( \frac{v^2}{2 \cdot g} + Z_0 - J_0 L + h \right)$$

Après dérivation de cette équation et en application de l'équation de

continuité, on a :

$$L = \frac{1 - \frac{Q^2}{g \cdot A^3}}{J_0 - J} dh$$

La détermination de la ligne de la surface libre se fait par l'intégration de la dernière équation.

Q : débit maximum considéré (Q = 985 m<sup>3</sup>/s)

g : 9,8 m/s<sup>2</sup>, accélération de la pesanteur

l : largeur du plan

A : section mouillée

J : gradient de pertes de charge

J<sub>0</sub> : pente géométrique

L : longueur développée

### 5.2.3.-- CALCUL DU REMOUS

Les calculs sont effectués au moyen d'un mini-ordinateur Texas - Instruments 59.

Le programme est établi par Mr G. LAFRAY Maître de conférence à l'E.N.P.A.

Ce programme est basé sur les formules :

$$b_i = b_0 - \sum \frac{L_{i-1} + L_i}{L_{on}} (b_0 - b_n) \quad \text{: Largeur moyenne de trançon}$$

$$A_i = \left( h_i + \frac{\alpha h_i}{2} \right) \left( h_i + \frac{h_i}{2} \right) + b_i \quad \text{section moyenne de chaque trançon}$$

# PROGRAMME DONNANT LE PROFIL EN LONG DE LA SURFACE

LIBRE , Remous en canal trapézoïdal linéairement convergent

- LRN 2<sup>nd</sup> LBL A  $RCL\ 05\ x^2 + 1 = \sqrt{x} \times 2 = STO\ 09 + RCL\ 17 \div 2 = STO\ 07\ R/S$
- 2<sup>nd</sup> LBL B  $RCL\ 15\ STO\ 14 \div 2 + RCL\ 06 = \div RCL\ 20 \times RCL\ 16 = +/_ + RCL\ 18 =$   
 $STO\ 04 + RCL\ 05 \times RCL\ 07 = STO\ 10 \times 4 \div (RCL\ 04 + RCL\ 09 \times RCL\ 07) = STO\ 11\ 1/x$   
 $STO\ 1/x \times RCL\ 02 = \ln x \times .86 - 1.14 = x^2\ 1/x\ STO\ 12\ 1 - RCL\ 01 \times x^2 \times (RCL\ 04 + 2 \times RCL\ 05 \times$   
 $RCL\ 05 \times RCL\ 07) \div 9.8 \div RCL\ 10\ y^x\ 3 = STO\ 13 \div (RCL\ 03 - RCL\ 12 \times (RCL\ 01 \div RCL\ 10)) \times x^2 \div$   
 $\div RCL\ 11 \div 19.6) \times RCL\ 17 = STO\ 15 - RCL\ 14 = 2^{nd}\ |x|\ 2^{nd}\ x, t\ B\ RCL\ 15\ sum\ 06$   
 $RCL\ 17\ sum\ 08\ RCL\ 18 - RCL\ 06 \div RCL\ 20 \times RCL\ 16 = STO\ 04\ RCL\ 01 \div RCL\ 10 \times RCL\ 11$   
 $\div RCL\ 00 = STO\ 21\ RCL\ 06\ R/S.$
- 2<sup>nd</sup> LBL C  $RCL\ 04 + 2 \times RCL\ 05 \times RCL\ 27 = STO\ 31\ RCL\ 04 + RCL\ 05 \times RCL\ 27 = x\ RCL\ 27 =$   
 $= STO\ 30\ 1/x\ y^x\ 3 \times RCL\ 31 \times RCL\ 01 \times x^2 \div 9.8 = STO\ 28\ y^x\ .3 \times RCL\ 27 =$   
 $STO\ 27\ RCL\ 28 - 1 = 2^{nd}\ |x|\ 2^{nd}\ x, t\ C\ RCL\ 09 \times RCL\ 27 + RCL\ 04 = STO\ 26\ 1/x$   
 $\times RCL\ 30 \times 4 = STO\ 23\ 1/x \times RCL\ 02 = STO\ 24\ \ln\ x \times .86 - 1.14 = x^2\ 1/x\ STO\ 25$   
 $\div RCL\ 23 \times RCL\ 01 \times x^2 \div RCL\ 30 \times x^2 \div 19.6 = STO\ 22\ RCL\ 03 \div RCL\ 22 =$   
 $= STO\ 29\ RCL\ 27\ R/S.$
- 2<sup>nd</sup> LBL D  $RCL\ 04 + RCL\ 05 \times RCL\ 37 = x\ RCL\ 37 = STO\ 40\ RCL\ 04 + RCL\ 37 \times RCL\ 09 =$   
 $STO\ 36\ 1/x \times 4 \times RCL\ 40 = STO\ 33 \div RCL\ 02 = 1/x\ STO\ 39\ \ln^x\ .86 - 1.14$   
 $= x^2\ 1/x\ STO\ 35 \div RCL\ 33 \times RCL\ 01 \times x^2 \div RCL\ 40 \times x^2 \div 19.6 = STO\ 32 \div$   
 $RCL\ 03 = y^x\ .3 \times RCL\ 37 = STO\ 37\ RCL\ 32 - RCL\ 03 = 2^{nd}\ |x|\ 2^{nd}\ x, t$   

D  $RCL\ 01 \div RCL\ 40 = STO\ 34 \times RCL\ 33 \div RCL\ 00 = STO\ 38$   
 $RCL\ 37\ R/S.$

$$P_i = b_i + \chi \left( h_i + \frac{h_i}{2} \right) \text{ périmètre mouillé}$$

$$f = \left( 1,14 - 0,86 L_n \frac{\epsilon}{D_n} \right)^{-2} \text{ coefficient de frottement}$$

d'après Nakuradze

$$\epsilon = 0,001 \text{ m rugosité absolue}$$

$$J = \frac{f \cdot Q^2}{D_H \cdot A^2 \cdot 2g} \text{ gradient de pente charge}$$

$$\chi = 2 \sqrt{Z^2 + 1} \text{ paramètre rapporté à un trapèze}$$

$h = -0,1$  m de décroissement du plan d'eau, le long du canal

Exécution du programme

$$D = 10^{-6} \text{ STB.00 ; } Q = 985 \text{ 01 ; } \epsilon = 0,001 \text{ 02 ; } J_u = 0,13 \text{ 03}$$

$$Z = 10^{-6} \text{ 16 ; } h = -0,1 \text{ 17 ; } b_0 = 60 \text{ 18 ; } L_0 = 2 \text{ 15}$$

$$K = 5 \text{ 27 ; } h_u = \text{ 37.}$$

$$A \rightarrow \left( h_0 + \frac{h}{Z} \right) \text{ RCL07 et } \chi \text{ RCL 09}$$

B. RCL 06	B. RCL 04	B. RCL 08	C. RCL 27	D. RCL 37
$L_i$	$b_i$	$h_i$	$k_i$	$h_{ui}$
0	60;	1,974	5	2
2,328	59,845	1,874	3,023	0,752
4,673	59,688	1,774	3,0289	0,753
7,036	59,530	1,674	3,034	0,754
9,417	59,372	1,574	3,039	0,756
11,815	59,212	1,474	3,045	0,757
14,231	59,051	1,374	3,051	0,758
16,666	58,888	1,274	3,056	0,759
19,120	58,725	1,174	3,062	0,761
21,593	58,560	1,074	3,068	0,762
24,085	58,394	0,974	3,073	0,764
26,597	58,227	0,874	3,079	0,765
29,129	58,058	0,774	3,085	0,767
32,682	57,887	0,674	3,091	0,768

### III.- PRISE D'EAU

#### 1.- CALCUL DU DEBIT DEMANDE

La conduite de prise d'eau sera calculée pour le débit maximum demandé. D'après le tableau N° 2 on voit que ce débit correspond au mois d'Août.

- Demande mensuelle du mois de pointe : Août,

taux de consommation : 23 % de l'apport ce qui correspond

$$\text{à : } 58,5 \cdot \frac{23}{100} = 13,455 \text{ Hm}^3$$

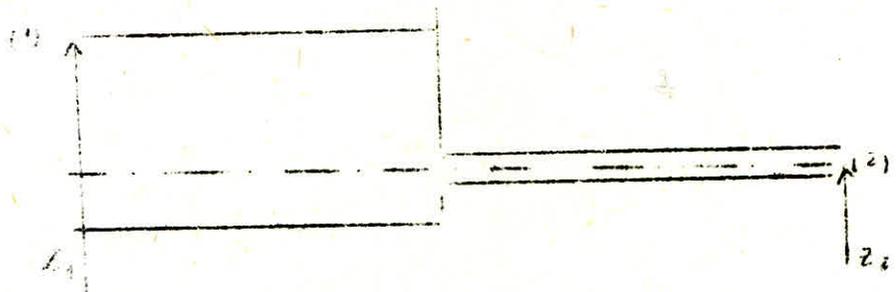
- temps d'arrosage par jour : 16 heures

- nombre de jours : 31

- débit de mandé :

$$Q = \frac{13,455 \cdot 10^6}{31 \cdot 16 \cdot 60 \cdot 60} = 7,54 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 2.- CALCUL DU DIAMETRE DE LA CONDUITE



En application de la loi de BERNOLLI entre (1) et (2), on a :

$$Z_1 + \frac{P_1}{\rho} + \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\rho} + \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma h$$

$$P_1 = P_2 \text{ pression atmosphérique}$$

$\Sigma h$  : somme des pertes de charge le long de la conduite

En supposant que les variations du plan d'eau (1) sont négligeables

$$(V_1 = 0)$$

$$Z_1 = Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Sigma h \longrightarrow V_2^2 = 2.g \left[ (Z_1 - Z_2) - \Sigma h \right]$$

$$\text{On pose } \Sigma h = \frac{20}{100} (Z_1 - Z_2); \text{ (20\% de la charge totale)}$$

$$\text{alors } V_2^1 = \sqrt{15,68 (Z_1 - Z_2)}$$

$$Q = VA \longrightarrow V = \frac{Q}{A} = \frac{4 Q}{\pi D^2} \longrightarrow D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi \sqrt{15,68 (Z_1 - Z_2)}}}$$

$$\text{avec } Q = 7,54 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Z_2 = 45,0 \text{ m (côte fixée)}$$

$$D = \frac{3,096}{\sqrt[4]{15,68 (Z_1 - 45)}} \quad \text{-----} \quad D = \frac{1,655}{\sqrt[4]{(Z_1 - 45)}}$$

On remarque que le diamètre de la conduite est relation directe avec le niveau dans la retenue, d'où la difficulté de la déterminer pour les différents niveau d'eau que peut prendre la retenue.

Si le niveau d'eau dans la retenue est à la côte N.N.R. avec N.N.R. = 80,0 m, alors :

$$D = \frac{3,096}{\sqrt[4]{15,68 (80-45)}} = 0,63 \quad \text{-----} \quad D = 700 \text{ mm}$$

### 3.- DISPOSITIONS

La conduite de prise d'eau sera en acier

Elle sera disposée soit :

ⓧ- à l'intérieur de la galerie dérivation

✕- sous le corps du barrage, et alors une galerie lui sera spécialement confectionnée dont le diamètre sera suffisamment grand pour l'installation et l'entretien soient possible.

CALCUL DES VOLUMES DES MATERIAUX ( Fig n° 11 )

Profils	Long-entre Coupes	Distances appliq-	Surfaces (m <sup>2</sup> )								Volumes (m <sup>3</sup> )							
			Escav-roche	Escav-Alluvion	Argile	Enroch.	Alluv.	Filtre 1	Filt-2	Filt-3	Escav-roche	Escav-All.	Argile	Enroch.	Alluv.	F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>
0	65	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///	///
1	65	65	18	80	50	118	70	12	9	8	1170	5200	3250	7670	4550	780	585	520
2	65	65	60	230	163	393	160	42	39	37	3900	4920	10595	25545	9750	2730	2535	2405
3	65	65	130	268	540	1265	690	94	91	90	8450	17420	41600	82225	44850	6110	5915	5850
4	65	65	138	296	716	1439	917	106	105	102	8970	19240	46540	93535	59605	6890	6825	6630
5	65	65	145	312	783	1855	1045	117	114	111	9425	20280	50885	120575	67925	7605	7410	7215
6	65	65	150	304	770	1751	952	115	113	109	9750	19760	50050	113815	61880	7475	7345	7085
7	65	65	128	437	520	1119	717	92	88	85	8320	28405	33800	72735	46605	5980	5720	5525
8	65																	
$\Sigma =$											49985	115225	236720	516100	295165	37570	36335	35230

C O N C L U S I O N

Vu la grande utilité du futur barrage en étude pour cette région, tant sur le développement agricole que sur le développement industriel et social, nous avons essayé d'apporter quelques contributions sur la faisabilité du barrage de Zit-Emba.

Du point de vue hydrologique, nous estimons que l'apport est suffisant pour remplir la future retenue.

La présente étude a été basée sur un examen géologique en surface du site du barrage, sur l'existence d'une zone d'emprunt, des divers matériaux de constructions.

La route départementale (Skikda - Guelma) jusqu'au site, la carrière de la Société Nationale des Matériaux de Construction (SNMC), facilitent l'installation du chantier.

Enfin, la réalisation d'un modèle réduit, pour vérifier le comportement de tous les ouvrages est indispensables.

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

- C. MALLET et P. Les Barrages en terre (Eyrolles)
- M. CARLIER Hydraulique générale et appliquée (Eyrolles)
- G. LAPRY Cours Hydrodynamique graphique (ENPA)
- H. PRESS Les barrages de Vallée (DUNOD)
- H. VARLET Barrages-Reservoirs (Eyrolles)
- SCHNEBILI Hydraulique souterraine (Eyrolles)
- R. GINOCCHIO L'Energie Hydraulique (Eyrolles)
- Thèses de fin d'études (E.N.P.A.)



# Stabilité des talus

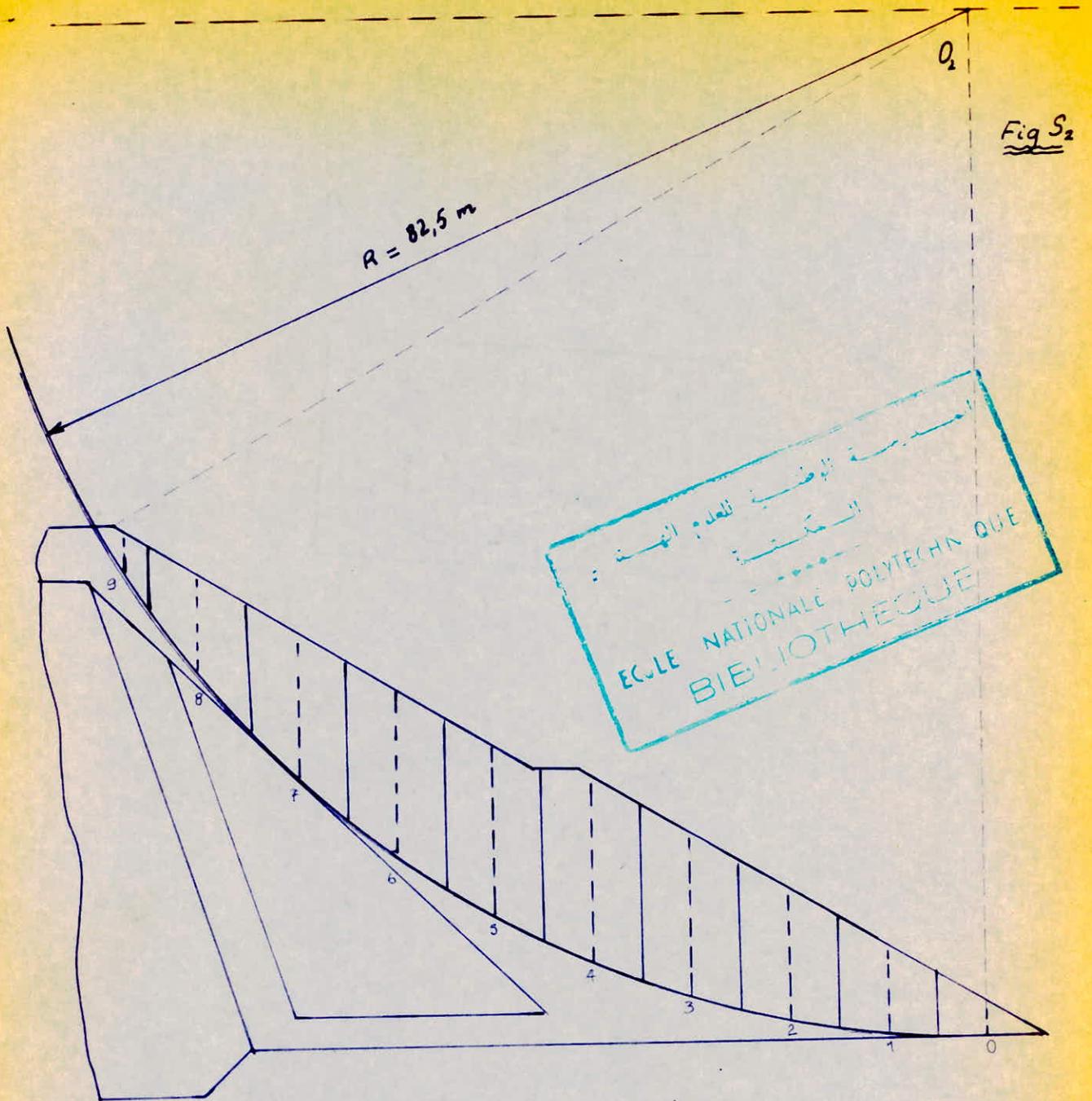


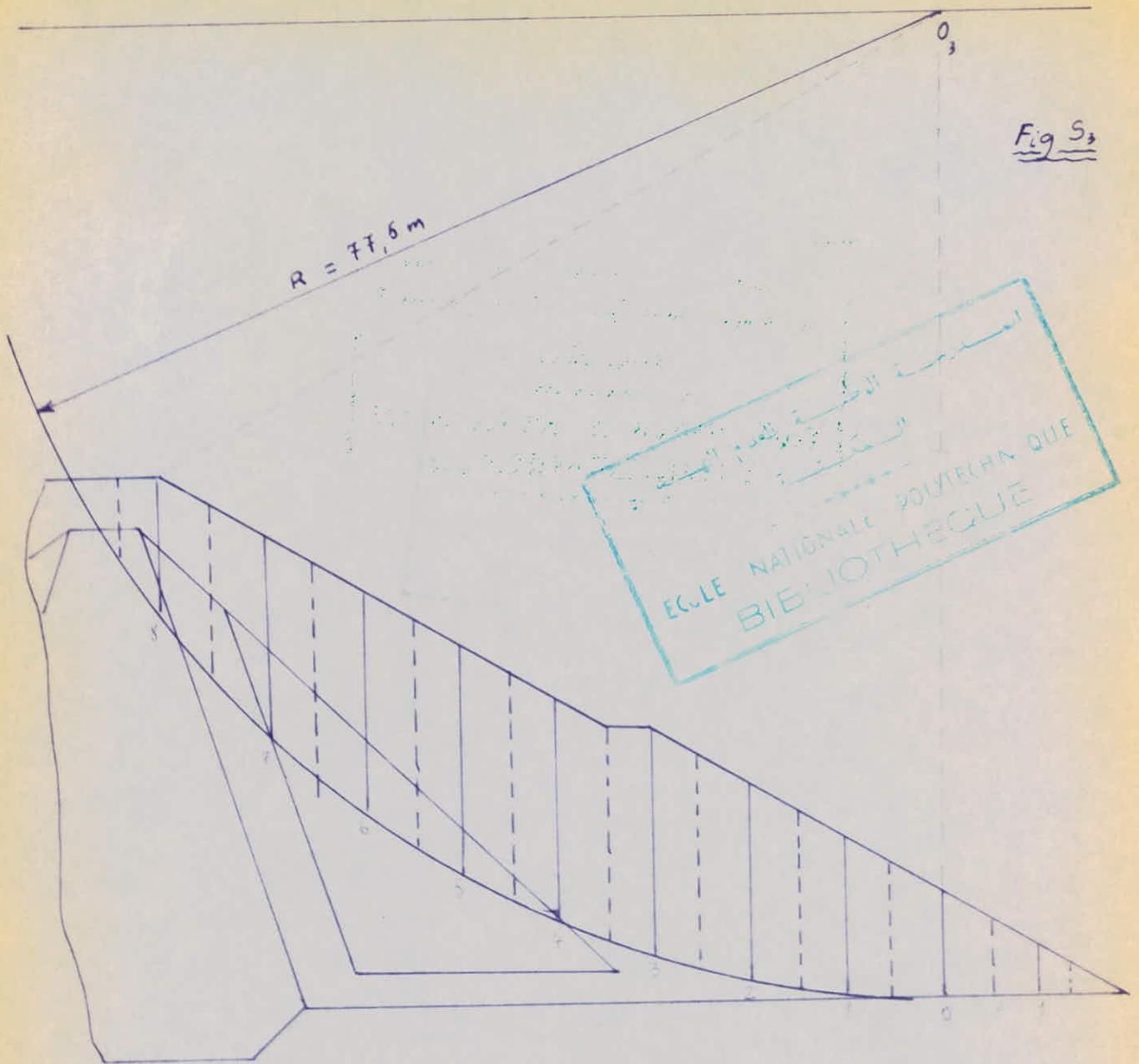
Fig S<sub>2</sub>

Echelle: 1:500

## Talus Aval

Cercle de centre  $O_2$ , de rayon  $R_2 = 82,50 \text{ m}$ .

# Stabilité des talus



Echelle 1:500

Talus Aval

Cercle de centre  $O_3$ , de rayon  $R_3 = 77,50 \text{ m}$ .

# Stabilité des talus

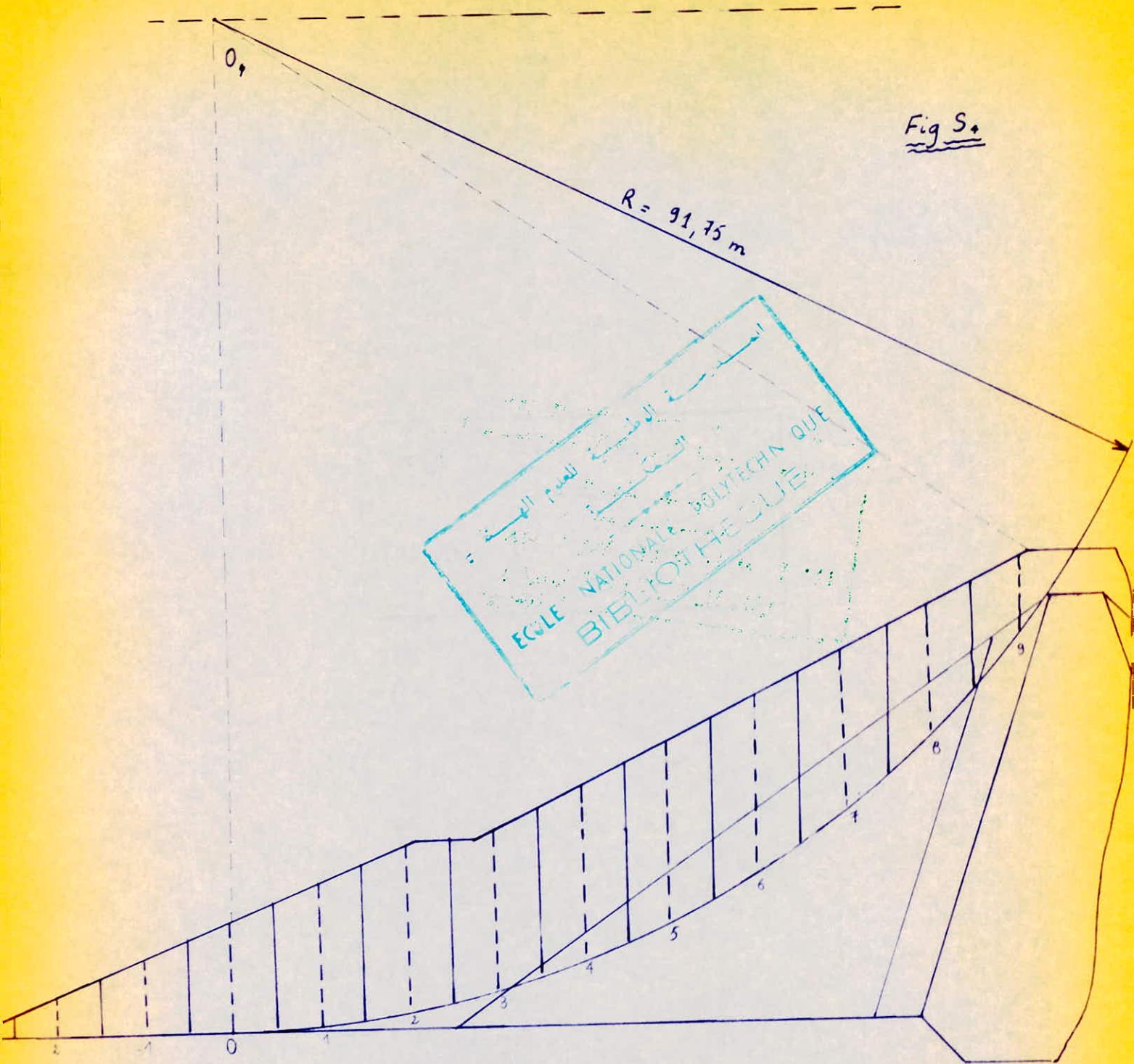


Fig 5\*

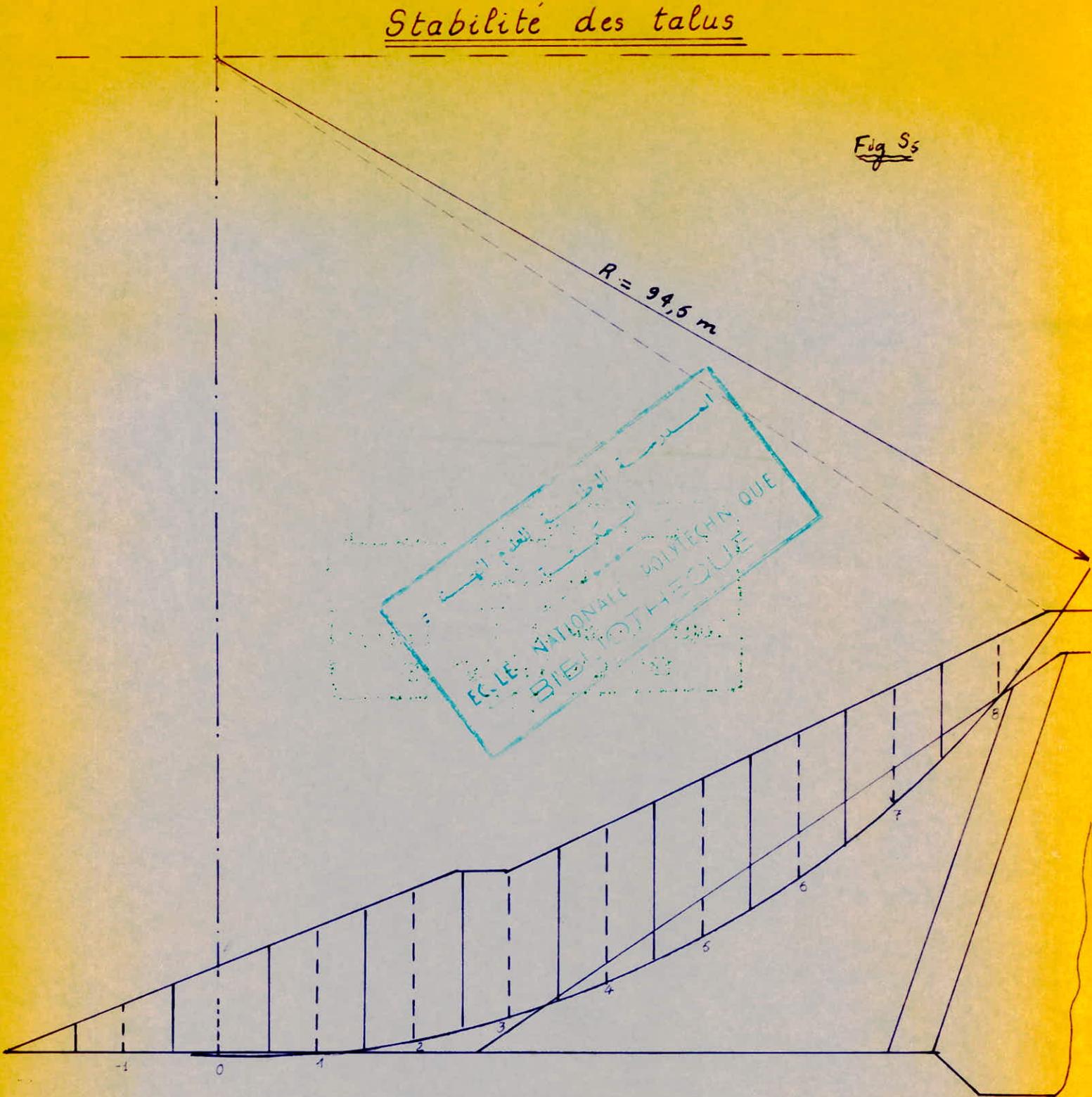
Talus Amont

Echelle: 1:500

Cercle de centre  $O_1$  , de rayon  $R_1 = 91,75 \text{ m}$

# Stabilité des talus

Fig 55



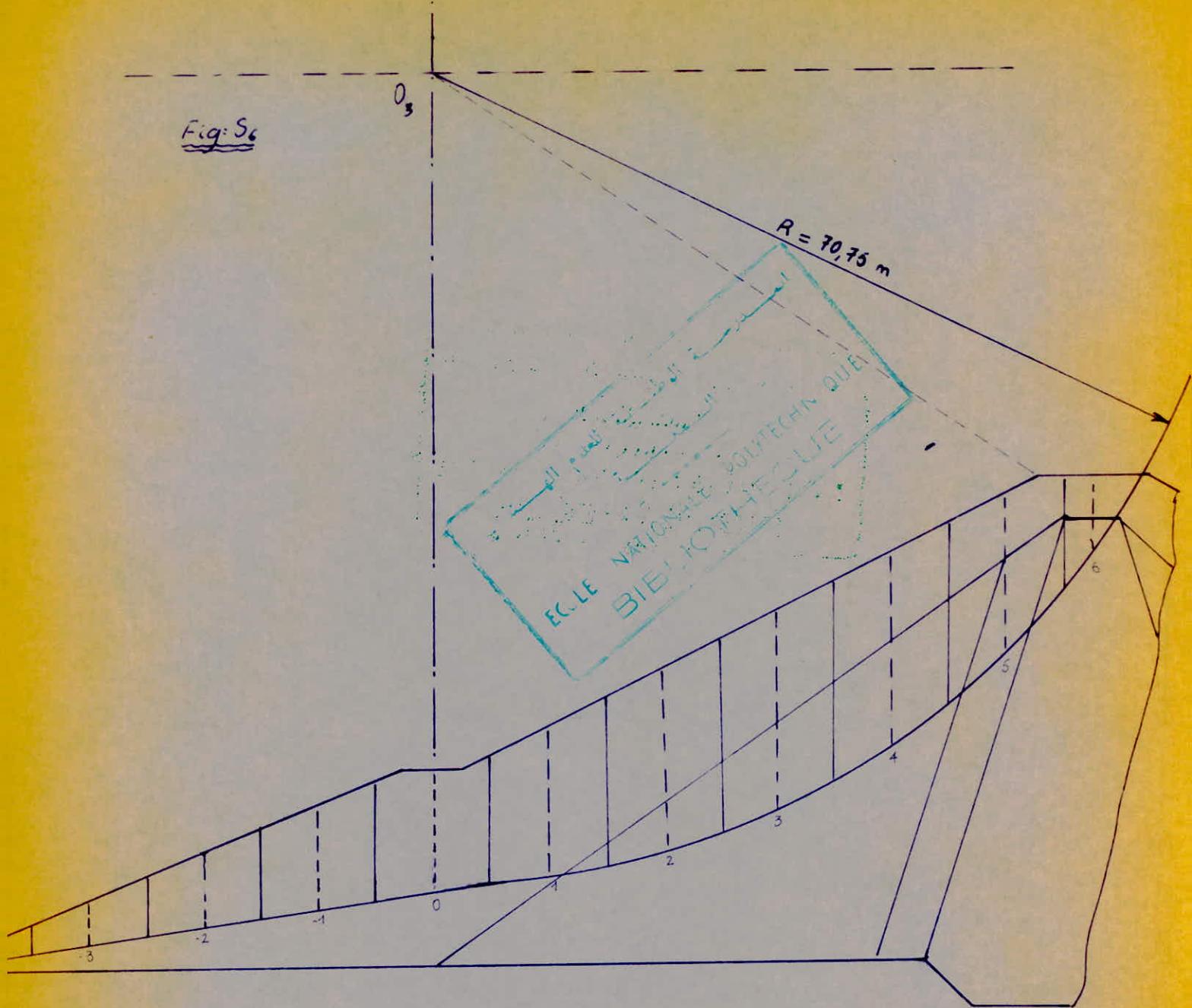
Talus Amont

Echelle: 1:500

Cercle de centre  $O_2$ , de rayon  $R_2 = 94,50 \text{ m}$

# Stabilité des talus

Fig: S<sub>6</sub>

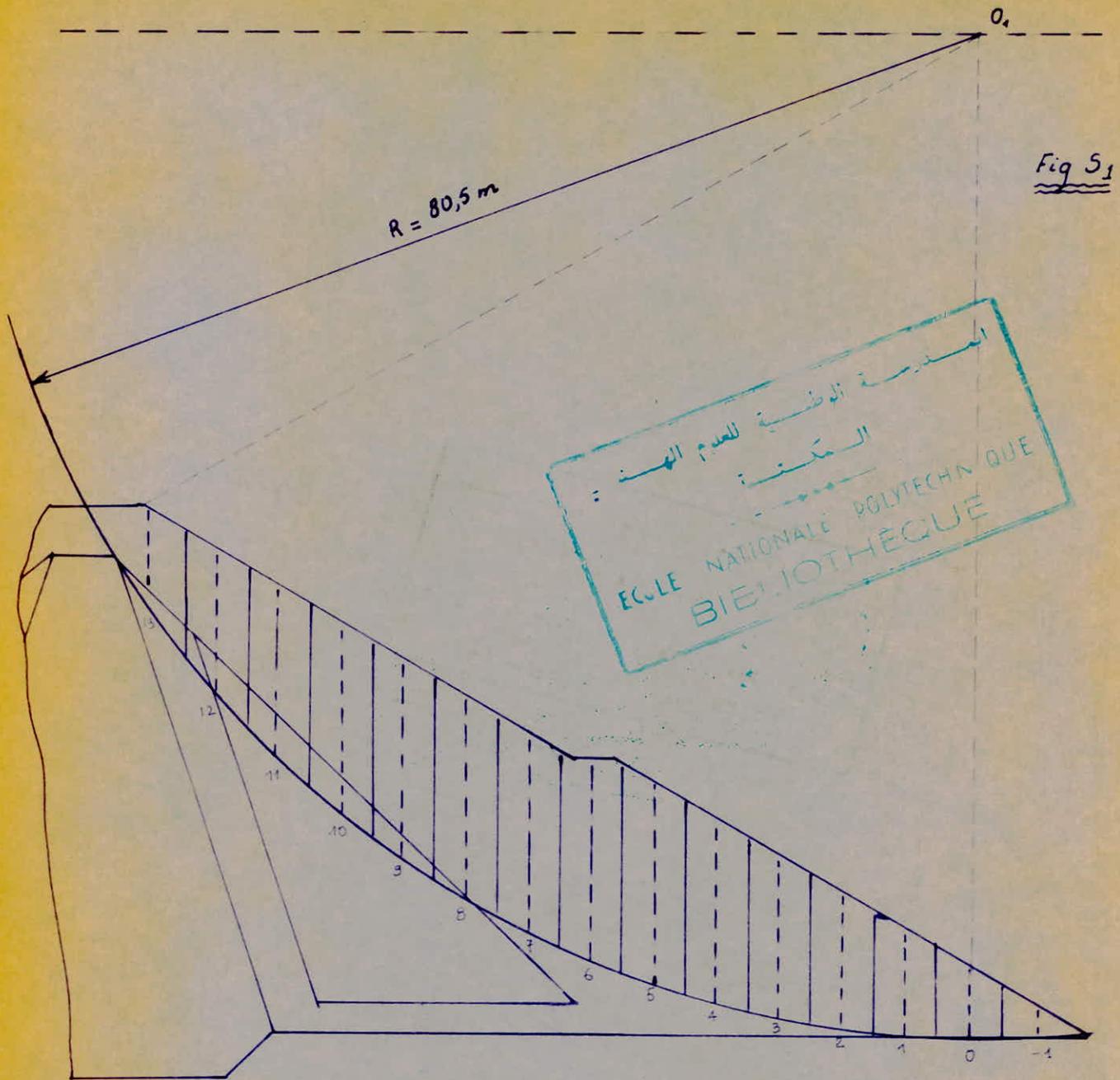


Echelle : 1:500

Talus Amont (rupture circulaire plane)

Cercle de centre  $O_3$ , de rayon  $R_3 = 70.75$

# Stabilité des talus



Echelle: 1:500

## Talus Aval

Cercle de centre  $O_1$ , de rayon  $R_1 = 80,5 \text{ m}$



PH 027 85

BEKHOUM  
LANDJAR

axe de la galerie de dérivation  
provisoire

Axe de l'ouvrage de Crap  
Axe du barrage

P I C D A C H O U G G A

D - G - I - H  
BARRAGE DE ZIT-EMBA.

CARTE TOPOGRAPHIQUE DE LA REGION DU SITE

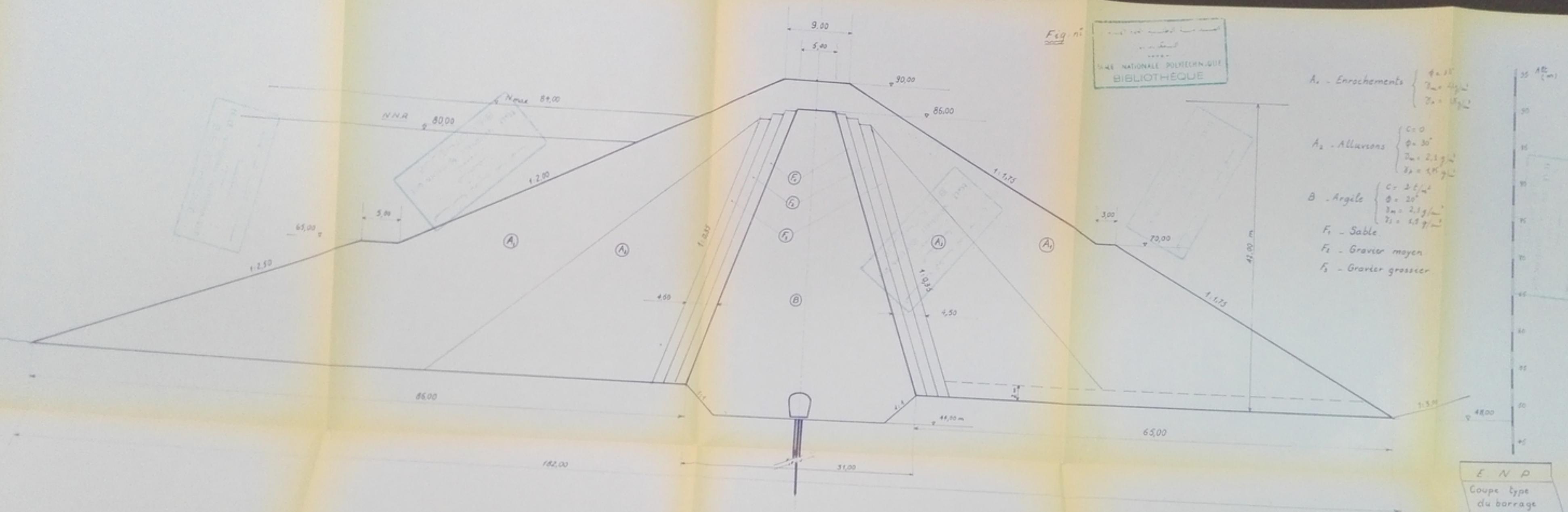
الجامعة الوطنية  
البيوتكنولوجية  
BIBLIOTHEQUE

ECHELLE: 1/5000

E.N.P. 85

Fig. n°

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE



- A<sub>1</sub> - Enrochements  $\left\{ \begin{array}{l} \phi = 15 \\ \gamma_m = 24 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3 \end{array} \right.$
- A<sub>2</sub> - Alluvions  $\left\{ \begin{array}{l} c = 0 \\ \phi = 30^\circ \\ \gamma_m = 21 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3 \end{array} \right.$
- B - Argile  $\left\{ \begin{array}{l} c = 2 \text{ t/m}^2 \\ \phi = 20^\circ \\ \gamma_m = 21 \text{ kN/m}^3 \\ \gamma_s = 18 \text{ kN/m}^3 \end{array} \right.$
- F<sub>1</sub> - Sable
- F<sub>2</sub> - Gravier moyen
- F<sub>3</sub> - Gravier grossier

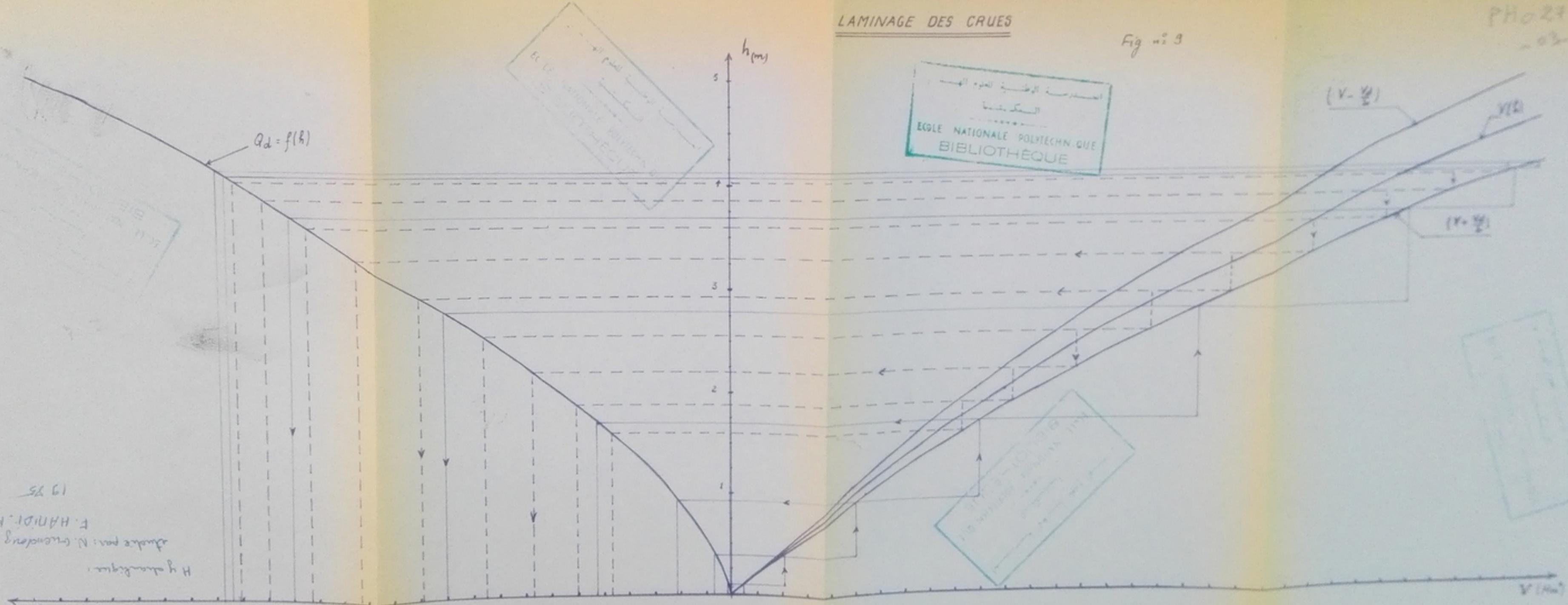
E N P  
Coupe type  
du barrage  
ZITEMBA  
Echelle 1:250

PH 02785

المكتبة الوطنية للعلوم الهندسية  
المركزة  
البيزنطية  
BIBLIOTHÈQUE NATIONALE  
DES SCIENCES ET DES TECHNIQUES

المكتبة الوطنية للعلوم الهندسية  
المركزة  
البيزنطية  
ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE  
BIBLIOTHÈQUE

المكتبة الوطنية للعلوم الهندسية  
المركزة  
البيزنطية  
BIBLIOTHÈQUE NATIONALE  
DES SCIENCES ET DES TECHNIQUES



$Q_d = f(h)$

$(V = \frac{Q_d}{A})$

$(V = \frac{Q_d}{A})$

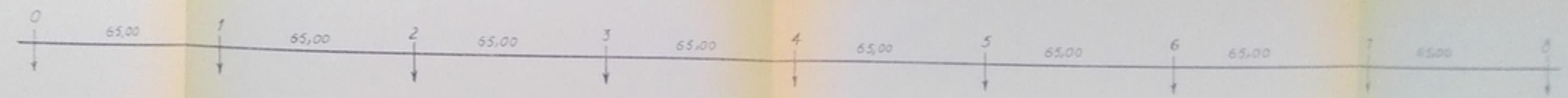
19 75  
F. HANID, KHADJA  
étude par: N. Guedoug  
H y aboukiga

Echelle horiz: 1 cm → 50 m³/s

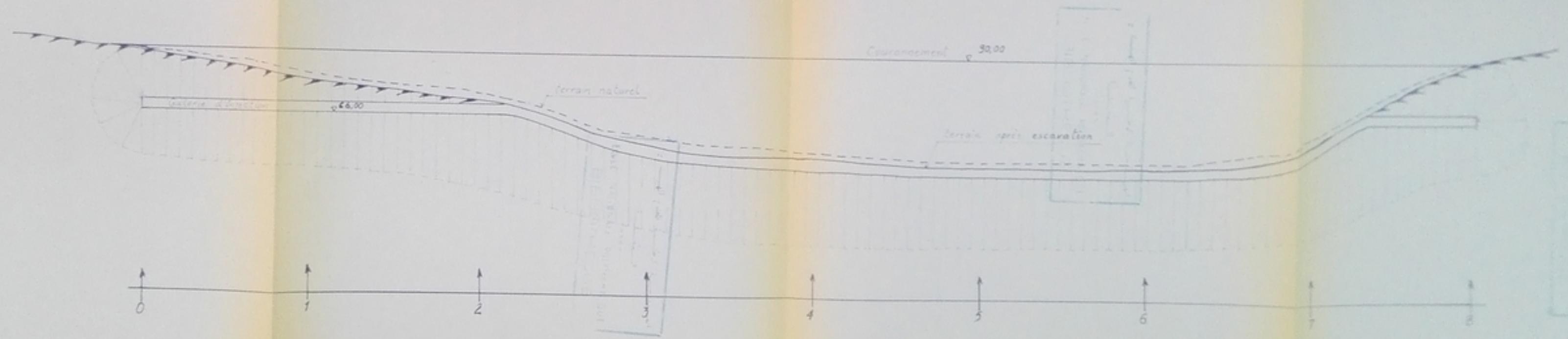
Echelles: horiz: 1 cm → 1 Hm³  
vert: 1 cm → 0,25 m

Coupe longitudinale montrant la Galerie d'Injection et distances entre les coupes transversales

1975  
 100 000 1:1000  
 1975



Figure



GIBLIOTHEQUE  
 ECALÉ NATIONALE POLYTECHNIQUE  
 1975

Hydrologie  
 étude pour l'ouvrage  
 F. HANOU  
 1975

PH 02785

Hydraulique  
 étude par: N. GUENAOUIZ  
 F. HANIDI, KHODJA

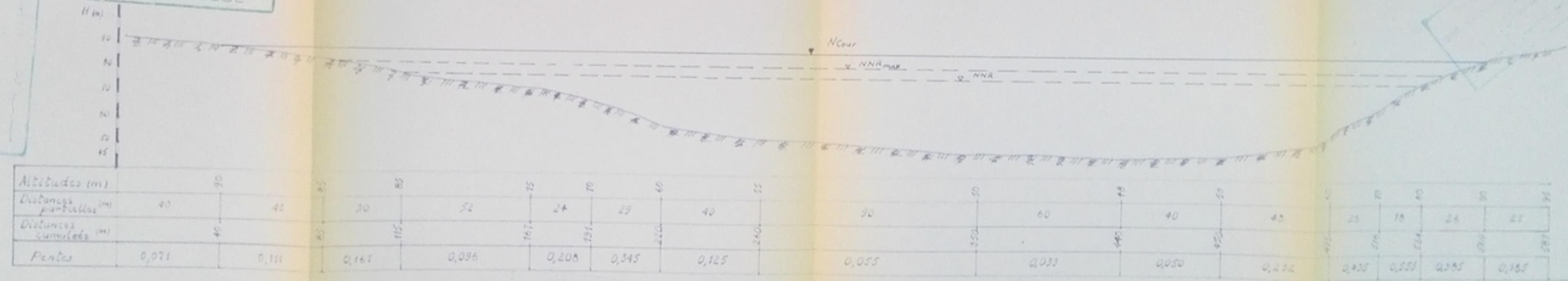
1985

Centre National Polytechnique  
 Bibliothèque

مركز البحوث والدراسات  
 المتعددات  
 المكتبة  
 المعهد الوطني للدراسات  
 المتعددات  
 BIBLIOTHÈQUE

PROFIL LONGITUDINAL suivant L'AXE DU BARRAGE

Fig. n° 10

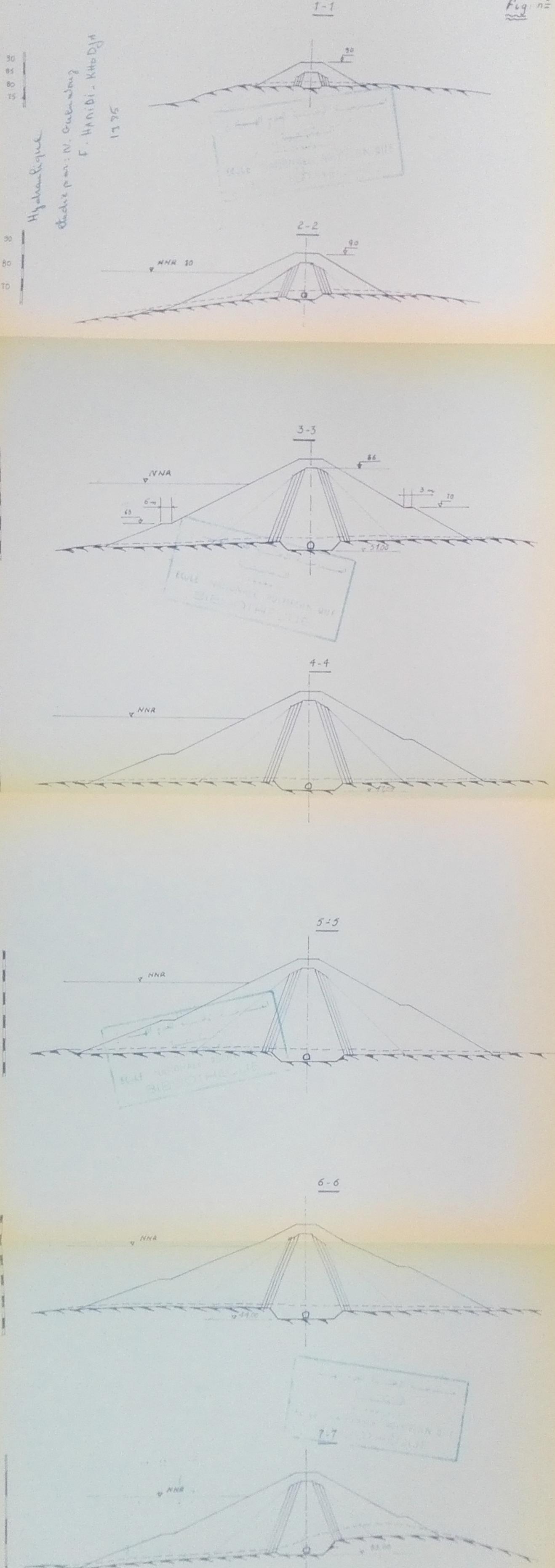


PH 02785  
 - 05 -

Centre National Polytechnique  
 Bibliothèque

Centre National Polytechnique  
 Bibliothèque

E.N.P.  
 Barrage de ZIRBEA  
 Profil en travers  
 long: 1cm = 10m  
 Ech: vert: 1cm = 10m



Hydraulique  
 Etude par: N. Guebloung  
 F. HANIDI - KHADJIA  
 1975

