

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

HYDRAULIQUE



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE FAISABILITE D'UN

BARRAGE

SUR L'OUED MEDJERDA

(W. DE SOUK - AHRAS)

10 PLANCHES

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

A N B

FARDJAOUI A.

LLE M - ZERFA F.Z.

PROMOTION : Juin 86

Département: Hydraulique

Promoteur: ZERFA F.Z

Elève Ingénieur: FARDJAOUI Ahmed

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

مصلحة

موجبه

تلميذ مهندس

الموضوع: دراسة لإنشاء حوض مائي على واد مجردة

الطبخ: الهدف من المشروع هو سد حاجيات الزراعة والصناعة والتموين

بالمياه الصالحة للشرب لمدينة سوق أهراس، تدرس هذه

الطروحة إنشاء سد حسب الظروف المناخية الطيوفرافية

البيولوجية

الارتفاع 61 م

حجم الماء 32 م³

التصريف الذي يسبب الفيضانات في كل 1000 سنة 300 م³/ث

Sujet: Etude de faisabilité d'un barrage sur l'Oued Medjarda.....

Résumé: Le but de notre étude est de satisfaire les besoins en eau pour les secteurs de l'agriculture de l'industrie ainsi que de l'A.E.P. Ce projet concerne l'étude hydrologique et géologique du site, l'optimisation, la stabilité, le calcul hydrotechnique des ouvrages annexes et enfin l'estimation du cout de d'ouvrage.

Hauteur du barrage $H_b = 61,5$

Capacité $V_n = 82 \text{ Hm}^3$

Débit de crue millenaire $800 \text{ m}^3/\text{s}$

Subject: The désign study of a dam at Medjarda.....

Abstract: The aim of this project is to satisfy the need of water for irrigation, industry, and domastic water supply for Souk Ahras, this projet cotians the construction of a dam a cording to the topographical, géological and climatic factors.

Height of the daim $H_b = 61,5$

Capacity $V_n = 82 \text{ Hm}^3$

May flood dis charge every 1000 years $800 \text{ m}^3/\text{s}$

--oo0oo-- R E M E R C I E M E N T S --oo0oo--

/e tiens à remercier :

- Tous les professeurs et responsables ayant contribué à ma formation
- Mlle ZERFA F.Z. pour ses judicieux conseils tout au long de l'élaboration de cette thèse .
- MM. FERHATI, ZERROUK et BELEBNA du Ministère de l'Hydraulique pour leurs conseils et orientations.
- Ainsi que toutes les personnes, si nombreuses pour les citer toutes, ayant contribué de près ou de loin, moralement ou matériellement, à l'élaboration de ce projet.

--oo0oo-- D E D I C A C E S --oo0oo--

- A mes parents pour leurs inégalables sacrifices,
- A mes frères et soeurs,
- A tous les membres de ma famille,
- A tous mes amis,
- A tous ceux qui ne m'oublient pas dans leurs pensées ,

est dédié ce modeste travail.

FARDJAOUI Ahmed

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

8 - Etude de stabilité	1/1000
4 - Coupe transversale type	1/500
9 - Canal évacuateur (coupe longitudinale)	1/200
5 - Coupe longitudinale du barrage	1/500
6 - Barrage vue en plan	1/1000
3 - Laminage de crue	-
2 - Coupes géologiques	1/1000
10 - Tour de prise d'eau	1/1000
- 6 D $\bar{\bar{B}}$ - Vidange	1/30
7 - Coupes transversales	1/500
1 - Carte géologique du site	1/1000

ت O M M A I R E

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

- 0 - Introduction
- I - Caractéristiques physiques du bassin versant
- II - Données disponibles
- III - Etude des apports
 - Apport moyen annuel
 - Distribution statistique des apports annuels
(LOG-NORMAL , GAUSS , GUMBEL ET PEARSON III)
- IV - Etude des crues
 - Hydrogramme "STANDART"
 - Analyse des débits de crue par la méthode statistique
(GOORDICH ou exponentielle, GALTON ou Gauss-logarithmique)
 - Méthode de GRADEX
- V - Etude des apports solides
 - Etude géomorphologique du B.V.
 - Méthode de TIXERONT
 - Utilisation des données enregistrées à la station hydrométrique
- VI - Etude géologique
 - Géologie du bassin versant
 - Zones d'emprunts
- VII - Dimensionnement du Barrage
- VIII - Etude des infiltrations
- IX - Stabilité des Ouvrages
 - Méthode de BISHOP
 - Démonstration dans le cas d'un séisme
 - Differentes méthodes pour le calcul de FS
 - Organigramme de la méthode
- X - Ouvrages annexes
 - Evacuateur de crue
 - Dérivation provisoire et vidange de fond
 - Tour de prise d'eau
 - Vidange de fond
 - Galerie de contrôle et d'injection
 - Voile d'étanchéité
- XI - Estimation du coût des ouvrages

INTRODUCTION

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Quelles soient superficielles ou souterraines, les ressources en eau dans notre pays, et particulièrement dans la Wilaya de SOUK AHRAS, sont largement suffisantes pour répondre aux besoins des différents secteurs: A.E.P., Agriculture industrie, etc..; Cependant et en l'absence d'études approfondies du milieu sur une grande partie il s'avère encore difficile de localiser et de mobiliser la totalité de ces ressources naturelles .

Aussi il est indispensable de mettre en place des structures adéquates afin d'engager dans le cadre d'un plan de travail précis, plusieurs sections ayant pour objectifs de resorber les restes à réaliser dans ce domaine, d'appliquer la nouvelle politique visant à construire le maximum de retenues collinaires dans la région, de localiser et mobiliser de nouvelles ressources et enfin d'exploiter au maximum les ressources souterraines par des équipements de forage. Toutes ces opérations doivent être menées concurremment avec d'autres dans le souci majeur de mieux maîtriser ce secteur d'une part et d'améliorer sensiblement l'exploitation et l'utilisation de ce qui est disponible dans la nature d'autre part .

Ceci mettra en évidence la nécessité d'améliorer à court terme les conditions de distribution d'eau par des sections visant la rénovation du réseau urbain de SOUK AHRAS, d'une canalisation alimentant la zone industrielle et ses nouvelles usines ainsi que le futur périmètre d'irrigation de la région .

Et c'est dans ce cadre qu'il a été décidé par l'A.N.B. (Agence National des Barrages) au niveau du Ministère de l'hydraulique, de faire l'étude d'avant projet du barrage de Ain Dalia sur l'oued Medjerda afin de pallier aux insuffisances constatées dans le domaine hydraulique. Donc sera utilisé pour améliorer l'alimentation en eau de tous les secteurs (A.E.P., irrigation et industrie) et l'étude sera orientée dans ce sens .

I-1-SITUATION

IL s'agit du haut bassin de l'oued Medjarda, fleuve de l'Est Algérien qui après avoir traversé la Tunisie se jette dans la méditerranée au nord de Tunis .

Le site envisagé pour l'ouvrage de retenue se trouve à 5 Km en amont de la station hydrométrique et a pour coordonnées LAMBERT :

$$X = 964,10$$

$$Y = 341,80$$

$$Z = 640,00$$

Carte topographique de Souk-Ahras N° 77 au I/50.000

I-2-CARACTERISTIQUES MORPHOMETRIQUES

Superficie du B.V.	193 Km ²
Périmètre	60 Km
Longueur du thalweg	37 Km
Altitude minimale	640 m
Altitude moyenne	900 m
Altitude maximale	1317 m

I-3-PRESENTATION GEOGRAPHIQUE

D'une superficie de 217 Km², le haut bassin de la Medjarda a, grosso modo , la forme d'un quadrilatère de 30 Km de long sur 7 Km de large, il culmine à Ras el Alia (altitude 1317 m) au pieds duquel l'oued Medjarda prend sa source . L'Oued coule au centre d'une véritable gouttière encadrée par de longs reliefs (orientation NE - N W) qui descendent rarement au-dessous de 1000 m, ce qui explique l'altitude moyenne élevée du B.V. (c. à. d. 890 m). Des pentes, toujours marquées, plus longues au Nord qu'au Sud accidentées de nombreux ressants, relient les sommets des interfleuves au fond de la vallée qui ne dépasse jamais quelques centaines de mètres de large. Les affluents, toujours courts, au profil tendu , confluent perpendiculairement avec l'oued Medjarda.

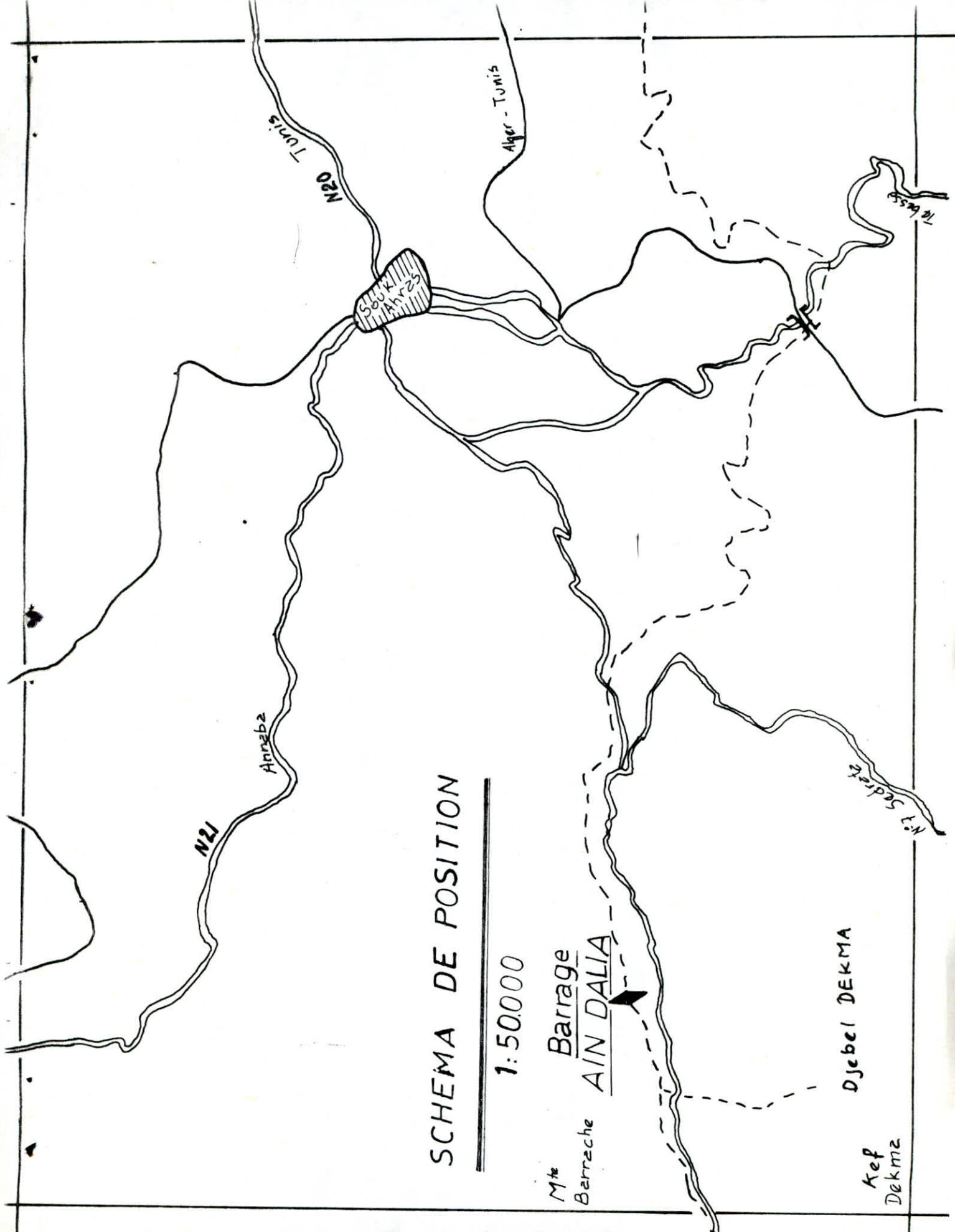
...../.....

La pluviométrie moyenne est de 800 mm (d'après la carte GAUSSEN) mais sa répartition n'est pas homogène tant du point de vue spatial que temporel. Les pluies tombent surtout entre Octobre et Mai, mais l'été peut connaître des orages courts et violents .

La carte pluviométrique de l'Algérie au 1/500.000 de CHAUMONT & PAQUIN a été utilisée par l'estimation des précipitations sur le bassin de la Medjarda .

Enfin, dans l'étude faite par SOGETHA - SOGREAH, la valeur de 820 mm/an a été retenue .

La végétation, ou plutôt l'absence de celle-ci importante est une des caractéristiques de ce B.V. . Les sommets greso-calcaires sont couverts d'une maigre garrigue, basse et semi-ouverte . Les marnes cultivées en céréales depuis très longtemps sont directement exposées aux précipitations et aux mécanismes d'altérations facilitant ainsi le travail de l'érosion .



SCHEMA DE POSITION

1: 50.000

Mte
Berreche

Barrage

AIN DALIA

Djebel DEKMA

Kef
Dekma

II-1- INFORMATION HYDROMETRIQUE :

La station hydrométrique de Souk Ahras a fourni des enregistrements limnigraphiques de 1948 à 1962 avec une interruption en 1959 et de 1968 à 1975 sans interruption .Les données hydrométriques recueillis (hauteurs et débits mesures) ont fait l'objet d'une revalorisation qui était nécessaire .

Les résultats obtenus peuvent-être considérés comme bons sauf pour les deux années hydrologiques 1955/56 et 1956/57 qui paraissent erronées ou douteuses .

II-2- INFORMATION PLUVIOMETRIQUE :

Résseau pluviométrique .

La carte de situation (fig. II-1) présente la position des postes pluviométriques dont les résultats intéressent le bassin de la MEDJARDA.Les données utilisées sont :

- SOUK AHRAS (I2.01.02) de 1910 à 1974
- MECHROHA (I4.05.02) 1935 à 1942 ; 1947 à 1964 ; 1968 à 1974
- RUINES DE KHEMISSA (I2.01.04) 1947 à 1955 ; 1968 à 1970
- HAMMAM BAILS (I4.05.03) 1947 à 1954 ; 1968 à 1974

II-3- INFORMATION SUR LES TRANSPORTS SOLIDES :

Les prélèvements effectués à l'aide de flacons de 500 cm³ sur la station hydrométrique en particulier lors des crues sont en nombre trop insuffisant après 1970 pour être utilisés correctement .

Aussi l'information sur les transports solides du bassin est issue des annuaires hydrologiques de l'Algérie sur la période 1949 - 1957 .

II-4- COEFFICIENT DE COMPACITE :

D'après la formule de GRAVELIUS on a :

$$K = \frac{P}{2 \sqrt{II} \sqrt{S}} = 0,282 \frac{P}{\sqrt{S}}$$

P périmètre du B.V. (Km)

S surface du B.V (Km)

$$K = 1,218$$

Le rectangle équivalent est donné par l'expression mathématique suivante :

$$L = \frac{K \sqrt{S}}{I, I2} \quad I \pm \sqrt{I - \left(\frac{I, I2}{K} \right)^2} \quad \dots/\dots$$

L : longueur équivalente (Km)
 l : largeur équivalente (Km)
 K : indice de compacité (Sans dimension)

$$L = 9,17$$

II-5- DENSITE DE DRAINAGE :

$$Dd = \frac{\sum Li}{S}$$

$\sum Li$: longueur de tous les talwegs de la superficie du B.V (Km)

S : Surface du bassin versant

$$Dd = 3,3 \text{ Km}^{-1}$$

II-6-1 MODULE DE L'ÉCOULEMENT

$$Me = \frac{A}{T} \quad \text{avec } A : \text{apport moyen interannuel}$$

T : période (une année)

$$A = 56,7 \text{ IO}^6 \text{ (m}^3 \text{)}$$

$$T = 31 \text{ IO}^6 \text{ (S)}$$

$$Me = 1,83 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

II-6-2 MODULE DE L'ÉCOULEMENT RELATIF

$$Mr = \frac{Me}{S} \quad \text{avec } Me : \text{Module de l'écoulement}$$

S : superficie du B.V

$$Me = 1,83 \text{ (m}^3/\text{S)}$$

$$S = 1,93 \text{ (Km}^2 \text{)}$$

$$Mr = 9,5 \cdot 10^{-3} \text{ m}^3/\text{S/Km}^2 = 9,5 \text{ l/S/Km}^2$$

II-6-3 COEFFICIENT DE VARIATION

a) par la formule de SOKOLOVSKI - GHEVIEV

$$Cv = 0,78 - 0,291 \text{ Ln } Me - 0,0063 \text{ Ln } (S+1)$$

où Me : module de l'écoulement (m³/S)

S : superficie du B.V (Km²)

$$Cv = 0,57$$

b) par la formule de PRADOUN

$$Cv = \frac{0,7}{Mr^{0,125}}$$

où Mr : module de l'écoulement relatif (l/s/Km²)

$$Cv = 0,53$$

donc on prend un coefficient de variation moyen égal à Cv = 0,55

.../...

II-7-1 TEMPS DE CONCENTRATION

On peut déterminer le temps de concentration (T_c) par la formule de GIANDOTTI afin de caractériser la dynamique du bassin versant .

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1,5 L}{0,8 (H_{moy} - H_{min})^{\frac{1}{2}}} \quad (\text{ en heures })$$

où S : superficie du B.V (Km^2)

L : longueur du Talweg (Km)

H_{moy} : Altitude moyenne du B.V (m)

H_{min} : Altitude minimale du B.V (m)

on trouve :

$$T_c = 8,61 \text{ heures}$$

II-7-2 VITESSE MOYENNE DE CONCENTRATION

$$V = \frac{L}{T_c} \quad \text{où } L : \text{Longueur du talweg (km)}$$

$T : \text{Temps de concentration (heures)}$

$$V = 4,30 \text{ (Km/h) .}$$

Les données hydrologiques à connaître concernant les apports sont :

- l'apport moyen annuel (appelé aussi module)
- la loi de distribution interannuelle des apports
- la loi de répartition mensuelle de l'apport annuel

III-1 APPORT MOYEN ANNUEL

Les apports mesurés ou calculés sur la station de SOUK AHRAS figurent dans le tableau n° : 01

Remarque : l'apport annuel des années 55/56 & 56/57 avaient respectivement pour valeur $A = 96,6 \text{ IO}^6 \text{ m}^3$ et $62,4 \text{ IO}^6 \text{ m}^3$. Ces résultats paraissent erronés par rapport aux pluviométries annuelles des mêmes années. Ils ont été corrigés à l'aide d'une corrélation (Pluie-lame écoulée) et ce sur les 15 autres années connues avec un coefficient de corrélation $P = 0,85$.

Tableau n° : 01 : Apports

Année	Apport (IO^6)	Année	Apport (IO^6)	Année	Apport (IO^6)
48 - 49	76,6	55 - 56	50,4	71 - 72	68,4
49 - 50	42,1	56 - 57	40,2	72 - 73	114,0
50 - 51	19,4	59 - 60	110,0	73 - 74	13,5
51 - 52	67,9	60 - 61	25,1	74 - 75	32,6
52 - 53	86,2	68 - 69	14,8	75 - 76	24,5
53 - 54	103,0	69 - 70	54,4	76 - 77	42,2
54 - 55	36,3	70 - 71	42,3	77 - 78	27,0
				78 - 79	43,0

Donc pour les 17 années connues nous obtenons l'apport moyen annuel comme suit :

$$\bar{A} = \frac{\sum A}{n} = \frac{946,6}{17} = 56,7 \text{ IO}^6 \text{ m}^3 \quad \begin{array}{l} \sum A = \text{somme des apports} \\ n = \text{nombre d'années} . \end{array}$$

III - 2 DISTRIBUTION STATISTIQUE DES APPORTS ANNUELS

L'étude de la distribution des apports sera effectuée sur les 17 valeurs observées après correction des années 55/56 & 56/57 (comme c'est noté au III-1)

Nous avons ajusté les lois statistiques de GUMBEL (pour les valeurs extrêmes), LOG NORMALE, GAUSS & PEARSON III ce qui conduit aux résultats ci-après.

.../...

Distribution des apports en 10^6 m^3

FREQUENCE	GUMBEL	LOG NORMALE	GAUSS	PEARSON III
0,99	-	8,5	-	7,6
0,90	-	20,4	15,1	20,1
0,50	51,4	45,9	56,7	50,2
0,10	109,0	105,8	98,4	102,0
0,01	158,3	210,6	132,0	163,0
0,001	246,0	346,0	157,0	220,0

nous adoptons la distribution "LOG NORMALE" qui donne les resultats suivants:

avec $x = 47 e^{0,649 u}$

Fréquences	0,99	0,90	0,50	0,20	0,10	0,01	0,001
Apports (10^6 m^3)	8,5	20,0	45,9	80,2	105,8	210,6	346,0
Apports (mm)	39	91	217	369	591	970	1594
Module (m^3/s)	0,322	0,640	1,476	2,566	3,408	6,740	11,00
App. relatifs $\frac{\Delta}{\bar{A}}$	0,182	0,360	0,830	1,430	1,900	3,770	6,201

III-3- RESULTATS RETENUS

3-1) Intervalle de confiance

pour une étude de prise en considération d'un site d'ouvrage de retenue il est demandé un intervalle de confiance de 90 %

Pour la loi de distribution " Log Normale " retenue, il se calcule suivant la formule :

$$I.C_{90} = \frac{t}{2} \pm \frac{t}{\sqrt{2N}} \frac{S_y}{\sqrt{U^2 + 2}}$$

avec $t = 2,120$ variable de Student pour un échantillon de 16 degrés de liberté (17 valeurs moins 1)

S_y = écart type de la série des logarithmes de l'échantillon .

V = variable de Gauss .

.../...

Les calculs conduisent aux résultats suivants

	Apports = (Intervalle de confiance à 90 % 10^6 m^3)					
0,99	5,41	/\	18,5	/\	17,5	
0,90	13,0	/\	20,0	/\	32,0	
Moyenne	40,3	/\	56,7	/\	79,9	
Médiane	33,6	/\	45,9	/\	66,0	
0,10	68,9	/\	105,8	/\	169	
0,01	112	/\	210,6	/\	408	
0,001	157	/\	346,0	/\	788	

III-4 REPARTITION MENSUELLE DES APPORTS

La période d'observation sur la station hydrométrique conduit à la répartition en mensuelle moyenne ci-après

-Résultats en % de l'écoulement total annuel

S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	TOTAL
0,4	1,1	2,5	13,6	22,7	18,7	19,8	12,1	6,8	1,6	0,5	0,2	100

L'étude des crues sera menée de la façon suivante :

- Recherche d'un hydrogramme standard
- Analyse statistique de la loi de distribution des débits de crue

L'analyse des hydrogrammes de ruissellement a porté sur l'ensemble des crues enregistrées durant les 17 années d'observation et sur celles de 1974/75. Dans cette étude il n'a pas été pris en considération les crues dont le débit maximum instantané a été inférieur à $12,5 \text{ m}^3/\text{s}$. Ces crues figurant dans le tableau n° : 02 .

VI-1- FORME DES HYDROGRAMMES DE RUISSELLEMENT

Le point de début de crue est généralement net et suivi d'une montée franche et rapide. La recherche du point " fin de ruissellement " a été effectuée à partir du tracé de la courbe de la crue .

VI-2- HYDROGRAMME STANDARD OU SCHEMATIQUE

L'analyse des seules données concernant les crues simples dont les caractéristiques sont données dans le tableau n°:2 nous a permis de déterminer un hydrogramme standard .

Il est défini par les paramètres suivants :

- Temps de montée $T_m = 6$ heures
- Temps de base $T_b = 23$ heures
- Le rapport $\alpha = \frac{Q_{rM}}{Q_{rm}} = 2,9$ (débit maximal ruisele sur le débit moyen ruisele)

- 4 heures après le maximum se situe le point de séparation entre le ruissellement de surface et le ruissellement hypodermique et à ce point le rapport $\frac{q}{Q_{Max}}$ (du débit instantané au débit maximum écoulé) prend la valeur .

$$\frac{q}{Q_{Max}} = 0,44$$

.../...

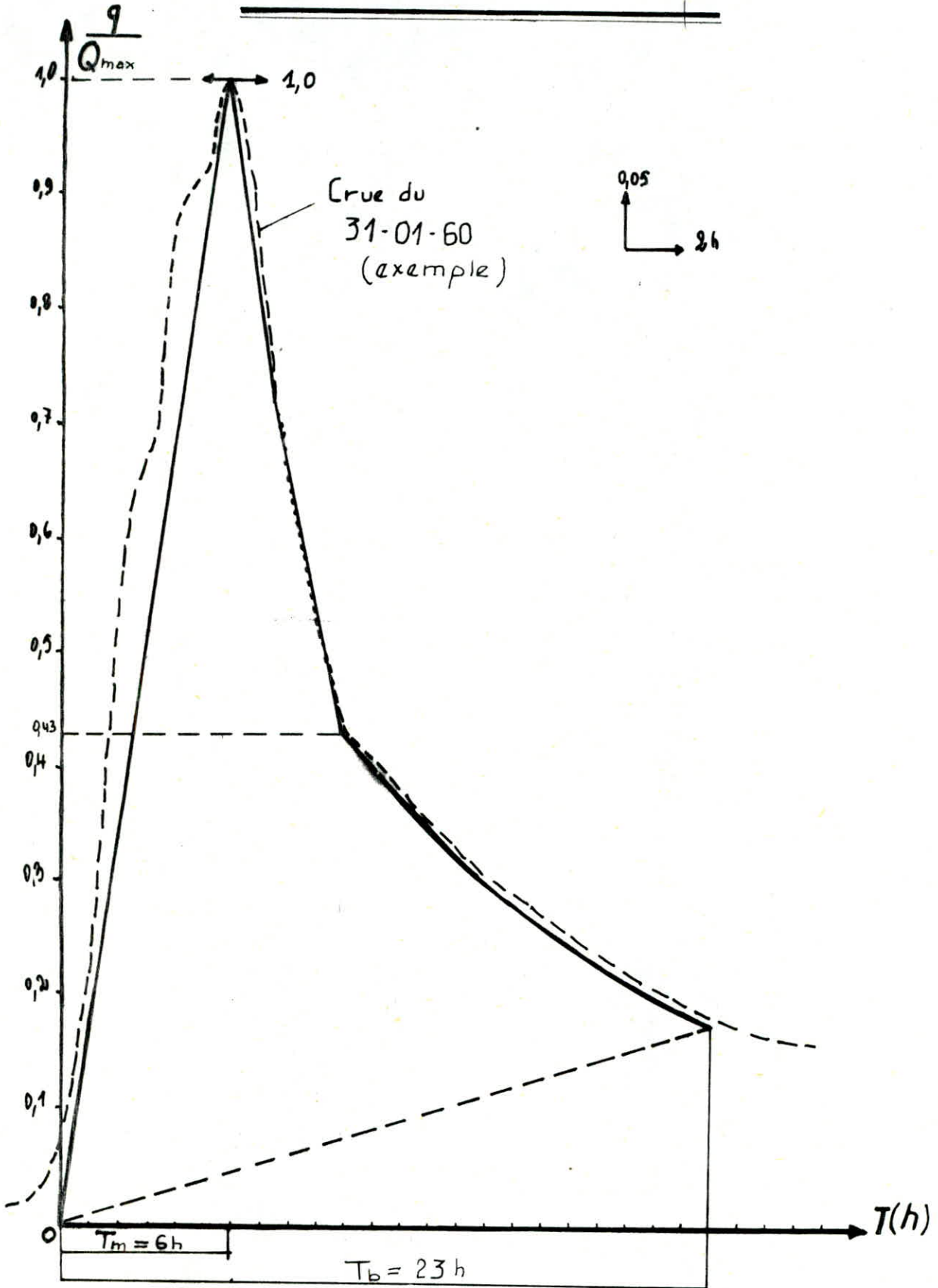
N ^o	DATE DU Max.	T _m (heure)	T _b (heure)	T _m / T _b	α
01	05.01.49	5,5	25,5	0,22	2,9
02	04.03.50	6,0	22,0	0,27	2,7
03	31.03.50	3,5	19,5	0,24	3,5
04	23.12.52	5,0	21,0	0,33	2,6
05	27.01.53	6,0	18,0	0,20	2,3
06	28.01.53	4,0	20,0	0,27	3,2
07	10.03.53	8,0	26,0	0,27	2,9
08	18.02.54	5,0	18,0	0,26	2,7
09	22.03.54	6,5	25,0	0,26	3,2
10	07.02.55	7,0	24,0	0,29	3,8
11	31.01.60	7,0	27,0	0,25	3,0
12	24.01.61	8,0	25,0	0,31	2,8
13	27.01.61	7,0	23,0	0,30	3,0
14	07.04.69	4,0	25,0	0,16	3,8
15	11.04.70	7,0	22,0	0,16	2,9
16	22.04.70	4,0	25,0	0,11	3,1
17	20.02.71	4,5	22,5	0,20	2,2
18	29.03.71	5,5	20,0	0,27	1,8
19	10.04.71	6,5	25,5	0,26	2,3
20	11.04.72	7,0	20,0	0,35	2,8
21	22.03.75	7,0	24,0	0,29	3,3
Moy.		5,905 ≈ 60	22,762 ≈ 23,0	0,257 0,26	2,895 2,9

Tab. n^o:2 : caractéristiques des crues simples observées sur la station hydrométrique .

	Q. max; m ³ /s	Q. ruissele (m ³ /s)		Volume ruissele		Nature de la crue
		Max.	Moy.	IO ⁶ m ³	mm	
01	60,0	56,0	19,50	1,79	8,2	Simple
02	67,5	59,5	24,80	1,96	9,0	S
03	23,8	20,2	5,80	0,407	1,9	S
04	65,0	54,0	21,9	1,66	7,6	S
05	87,0	78,5	34,7	2,25	10,4	S
06	133,0	115,0	35,8	2,57	11,8	S
07	116,0	111,0	38,5	4,16	19,2	S
08	58,0	45,0	16,8	1,15	5,3	S
09	32,0	30,0	8,96	0,806	3,7	S
10	84,0	80,0	21,10	1,82	8,4	S
11	54,1	49,3	16,2	1,63	7,5	S
12	42,4	38,4	13,5	1,26	5,8	S
13	62,4	48,0	16,1	1,33	6,1	S
14	15,6	14,4	3,74	0,337	1,6	S
15	24,8	22,8	9,00	0,713	3,3	S
16	36,5	34,5	12,1	1,09	5,0	S
17	24,0	20,0	8,89	0,72	3,3	S
18	18,6	15,3	6,67	0,612	2,8	S
19	60,0	55,0	19,60	1,41	6,5	S
20	104,0	101,0	30,6	2,65	12,2	S
21	54,5	51,5	28,4	2,04	9,4	S

CARACTERISTIQUES DES CRUES ENREGISTREES .

Hydrogramme STANDARD



Temps (heure)	$\frac{q}{Q \text{ Max}}$	Temps (heure)	$\frac{q}{Q \text{ Max}}$
0	0,00	I2	0,38
I	0,16	I3	0,35
2	0,33	I4	0,33
3	0,50	I5	0,30
4	0,66	I6	0,28
5	0,83	I7	0,27
6	I,00	I8	0,25
7	0,81	I9	0,23
8	0,66	20	0,22
9	0,53	21	0,20
IO	0,43	22	0,19
II	0,40	23	0,18

Tab. n° 3 : COORDONNEES DE L'HYDROGRAMME STANDARD

IV-3- ANALYSE DES DEBITS DE CRUE PAR LA METHODE STATISTIQUE

L'analyse des débits de crue sera menée suivant deux approches qui sont :

- Recherche directe de la loi de distribution des débits de crue par l'application d'une loi statistique tronquée .
- Recherche du débit maximum decennal par application de la loi de GAMBEL sur les débits moyens journaliers maximums annuels et emploi de la méthode de GRADEX pour les débits maximums de fréquence rare .

IV-3-1 Analyse statistique des débits de crue .

L'analyse va porter sur les crues indépendantes et dont le débit est supérieur ou égal à $12,5 \text{ m}^3/\text{s}$ (seuil détrancature). Ces crues ont été observées au cours de I6 années hydrologiques .

Il s'agit donc d'adopter un modèle théorique de distribution statistique et de déterminer les valeurs des paramètres de la loi donnant la meilleure adéquation .

Pour cela nous allons appliquer, a priori, deux lois de distribution :

- Loi de GOODRICH (ou exponentielle généralisée)
- Loi de GALTON (ou gausson-logarithmique)

.../...

Les résultats obtenus à partir des deux méthodes sont :

Fréquence	0,1	0,02	0,01	0,002	0,001
GOODRICH	90	190	260	410	605
GALTON	85	205	280	580	800

3-2- Approche par l'application de la loi de GUMBEL

3-2-1 * Estimation du débit moyen journalier decennal.

Nous devons ajuster la loi de GUMBEL aux débits moyens journaliers maximums de chaque année d'observation connue (nous aurons un échantillon de 17 valeurs).

L'ajustement donnera les résultats suivants :

- Débit moyen journalier decennal
- Lane decennale écoulée

3-2-2 * Estimation du débit de pointe decennal

Nous avons analysé le rapport α du débit maximal au débit moyen c'est-à-dire :

$$\alpha = \frac{Q_{\text{max.}}}{\bar{Q}_j}$$

ce qui nous a donné une valeur moyenne de 2,3 .

$$\alpha = 2,3 \iff Q_{\text{Max}} = 2,3 \bar{Q}_j$$

3-2-3 * Estimation des débits de pointe de fréquence rare.

En constatant le manque de données suffisantes, nous sommes obligés d'utiliser la méthode du GRADEX et ce en admettant que :

- La loi des pluies journalières s'assimile à la loi de GUMBEL .
- A partir de la fréquence décennale les lois de la pluie et du débit (exprimé dans la même unité) sont parallèles .

Nous devons calculer le GRADEX sur toutes les stations pluviométriques proches du bassin versant et on a obtenu les résultats suivants :

S T A T I O N S	Altitudes (m)	GRADEX (mm) (pluie de 24H)	Nbre d'années connues
SOUK AHRAS	635	19	58
RHEMISSA	870	17,5	10
HAMMAM BAILS	550	17	12
MECHROHA	750	29	28
SEDRATA	800	16,5	37

Pour première approximation on peut admettre la valeur du poste de SOUK AHRAS à cause du nombre d'années d'observation ainsi que de la valeur trouvée c'est-à-dire 19 mm .

L'application du GRADEX conduit aux débits, de fréquences rares, suivants:

Fréquences	Débit moyen journalier (mm)	Débit de pointe (m ³ /s)
0,1	17	42
0,02	36	90
0,01	49	123
0,002	90	226
0,001	141	353

Résultats retenus pour l'étude

Nous adopterons les résultats suivants :

Fréquences	Débits estimés (m ³ /s)
0,1	100
0,02	210
0,01	280
0,002	580
0,001	800

Plusieurs méthodes existent pour tenter de cerner le transport solide des oueds, mais toutes ne sont que des approches, et les chiffres avancés ne constituent que des estimations.

Nous allons utiliser les trois méthodes suivantes :

I- Etude géomorphologique du B.V.

2- Utilisation de la formule de M. TIXERONT

3- Utilisation des données enregistrées à la station hydrométrique

V-1- La dynamique du transport dans le haut du bassin de l'oued MEDJARDA est expliquée par : des pluies importantes, terres cultivées en céréales, absence d'une véritable couverture végétale...

L'évaluation de transport solide qui a été faite par des spécialistes sur terrain. Les chiffres qu'ils ont donnés sont le fruit de la comparaison avec d'autres B.V. ayant les mêmes caractéristiques. Ils ont proposé un transport solide annuel de $750 \text{ t/Km}^2/\text{an}$.

V-2- Utilisation de la formule de SOGETHA-SOGREAH.

Pour notre étude nous allons utiliser la formule de SOGETHA-SOGREAH parce qu'elle tient compte du ruissellement annuel de crue et non de l'écoulement total étant donné que les crues sont les principales causes du transport solide.

La formule qui a été proposée est la suivante :

$$A = \alpha R^{0,15}$$

où A = dégradation spécifique ($\text{t/Km}^2/\text{an}$)

R = ruissellement de crue moyen annuel (mm)

α = coefficient exprimant la perméabilité du bassin

L'étude géomorphologique permet de penser que le B.V. d'Ain Dalia a une perméabilité faible à moyenne.

($C/B = 1,8$ avec un ruissellement de crue annuel moyen de 190 mm)

Le coefficient α prendra la valeur de 350

donc $A = 350 \cdot (190)^{0,15} = 768,92 \text{ t/Km}^2/\text{an}$

on prendra $A = 770 \text{ t/Km}^2/\text{an}$.

V-3- Utilisation des données enregistrées à la station hydrométrique.

Après avoir procédé à des prélèvements périodiques, on mesure la turbidité des eaux, dans ce cas on ne prend en compte que (charriage). Les éléments en suspension et le transport de fonds sont négligés. Des études plus détaillées ont amené les spécialistes à conclure que les éléments en suspension représentent entre 80 & 90 % du volume total de matières solides transportées.

Ces résultats ont été assemblés dans le tableau n° : 6

.../...

Année	Mois	Sep.	Oct.	Nov.	Déc.	Janvier	Fevrier	Mars	Avril	Mai	Juin	Juil.	AOÛT	Total
I949/50	Q	0,27	0,33	0,71	0,67	3,75	4,40	16,42	9,56	3,84	0,98	0,53	0,64	42,1
	T.S	0,02	0,07	0,20	0,09	2,44	2,53	35,81	8,05	2,92	0,11	0,04	0,11	52,4
I950/51	Q	0,85	0,60	0,78	1,03	3,99	7,49	2,35	0,99	0,68	0,26	0,14	0,13	19,3
	T.S	2,25	0,73	2,05	1,92	4,09	1,76	0,25	0,11	0,09	0,02	0,02	0,02	17,3
I951/52	Q	0,36	1,84	1,57	8,76	12,66	22,33	9,60	4,61	3,25	1,01	0,44	0,24	66,7
	T.S	0,92	17,55	1,92	83,15	140,45	370,00	97,00	1,40	1,00	0,20	0,09	0,01	713,7
I952/53	Q	0,37	0,30	1,70	24,43	24,28	8,82	15,87	2,96	2,51	0,92	0,39	0,28	82,8
	T.S	0,05	0,02	0,72	16,05	14,61	0,71	8,96	0,41	1,29	0,00	0,00	0,00	42,8
I953/54	Q	0,16	2,77	25,66	5,66	27,34	17,41	7,88	10,08	3,01	1,09	0,67	0,40	102,1
	T.S	0,00	14,48	132,09	4,17	28,68	39,03	5,21	13,55	0,07	0,07	0,00	0,00	237,4
I954/55	Q	0,37	0,53	1,85	5,88	6,02	8,69	5,84	5,04	1,80	1,10	0,45	0,54	38,1
	T.S	0,00	0,00	1,80	8,70	2,60	31,20	1,40	2,40	0,00	0,00	0,00	3,20	51,3
I955/56	Q	0,50	1,58	1,13	14,21	12,27	22,23	20,72	8,01	3,88	1,64	0,79	0,45	87,4
	T.S	0,00	0,40	0,06	23,70	0,05	6,41	2,12	0,00	1,82	0,00	0,00	0,00	34,6
I956/57	Q	0,37	0,64	0,88	14,65	17,97	12,15	3,63	9,34	9,87	5,81	1,31	0,55	77,2
	T.S	0,00	0,00	0,00	10,11	31,58	0,00	0,00	0,00	3,92	0,00	0,00	0,00	45,6

Tab. 6 Débits liquides et Solides mesurés

Q en 10^6 m^3

T.S en 10^3 tonnes .

Le tableau suivant indique les transports totaux annuels (suspension + charriage) et le taux de dégradation .

Année	Q (10^6 m^3)	T.S (10^3 t.)	Dégradation ($\text{t/Km}^2/\text{an}$)
I949/50	42,1	62,9	290
I950/51	19,3	15,9	80
I951/52	66,7	856,4	3900
I952/53	82,8	51,3	240
I953/54	102,1	284,9	1300
I954/55	38,1	62,1	290
I955/56	87,4	41,8	180
I956/57	77,2	54,7	250
Total	515,7	1430,0	—
Moyenne	64,46	178,75	816,25

Remarques : * extreme irregularité du volume de matières solides transportées .
 * precision faible sur le taux d'abrasion moyen annuel à partir de cette période d'observations trop reduite .
 * La valeur obtenue (816,25 $\text{t/Km}^2/\text{an}$) est coherente et du même ordre de grandeur que celles déjà obtenues .

V-4- Conclusion

Les differentes méthodes utilisées donnent des valeurs, sinon identiques, du moins du même ordre de grandeur . Alors on a opté pour un taux d'abrasion moyen annuel de l'ordre de 780 $\text{t/Km}^2/\text{an}$.

$$V_M = \frac{Ta.T.S.}{\gamma}$$

$T a$ = Taux d'abrasion ($\text{t/Km}^2/\text{an}$)
 T = Temps de fonctionnement (années)
 S = Surface du B.V. (Km^2)
 γ = Poids spécifique (t/m^3)

on trouve

$$V_M = 5.10^6 \text{ m}^3$$

VI-1-Dans le cadre de l'étude de faisabilité de ce site et dans le but de connaître sa géologie les travaux de reconnaissance suivants ont été nécessaires.

- Neuf (9) sondages carottes ont été réalisés totalisant 500,3 ml et tous ont été équipés de piézomètres .
- Pour éclairer la structure, il a fallu recourir à la géophysique (sismique et électrique).
- Une multitude de puits ont été réalisés dans les zones de matériaux d'emprunts .

Ainsi il a été remarqué que :

- La géologie de la cuvette de Ain Dalia est en général favorable pour servir de réservoir, l'étanchéité de celle-ci étant assurée partout .
- Le trias intéressé une zone très réduite bien à l'amont du site et ne semble pas poser de problème. .
- Sur toute l'étendue du site il n'existe pas de glissement important.

VI-2-Résultats des essais de perméabilité

Les essais de perméabilité Lugeon effectués dans le rocher montrent une faible perméabilité qui ne dépasse jamais 18 U.L . Mais généralement au delà de 30 m de profondeur. Les perméabilités sont inférieures à 5 U.L et descendent souvent au-dessous de 1,4 U.L .

VI-3-Sismicité

Le site de Ain Dalia, comme tous ceux de cette région, se situe sur un noeud tectonique à activité sismique particulièrement intense, ainsi convient-il de prendre par analyse à Hammam Meskhoutine une magnitude de 5,4 correspondant à une accélération horizontale de l'ordre de 0,1 g .

VI-4-Types d'ouvrages

Au vu de la structure, de la résistance mécanique et de la forte sismicité de la région, un barrage en béton est déconseillé, par contre un ouvrage souple est envisageable. Cet ouvrage sera soit : en terre (voir la disponibilité des matériaux par la suite) soit en enrochement .

VI-5-Conclusion

En conclusion nous pouvons dire que le site de Ain Dalia loin d'être excellent, reste favorable. On peut avec certaines difficultés y envisager un ouvrage en enrochement ou en terre et ce afin de pallier aux différentes exigences en matière d'eau de toute la région essentiellement pour l'agriculture .

.../...

VI-6-Etude des zones d'emprunts

D'après l'étude de faisabilité géologique l'ouvrage envisagé au site D'Ain Dalia sur l'oued Medjarda est du type souple (en terre ou en enrochement) la recherche des matériaux d'emprunts a donc été orientée dans ce sens .

Actuellement, au niveau du site, des matériaux en quantités suffisantes ont été repérés particulièrement les enrochements .

6-1-Barrage en terre

A l'amont du site deux zones (basses terrasses de l'oued) ont été prospectées par deux puits (de 3 à 5 m de profondeur) .

Zone -I- : Située à 2 Km de l'axe du barrage .

7 puits ont été foncés, ils donnent en moyenne 3 à 4 m d'argile parfois silteuse. La surface de cette zone est d'environ 500.000 m^2 ce qui donne un volume de : $(1,5 + 2) 10^6 \text{ m}^3$ d'éléments fins .

Zone -II- : Située plus à l'amont (à 4,5 Km de l'axe du barrage) .

Cette zone se trouve dans le trias .

La surface est d'environ 300.000 m^2 , si l'on estime la profondeur à 3 m on a un volume de $0,9 \cdot 10^6 \text{ m}^3$.

L'accès de ces zones est relativement facile pour une piste ouverte le long de l'oued .

N.B. : En cas d'insuffisance une terrasse à 8 Km à l'amont pourra être étudiée son volume sera probablement très important .

6-2-Enrochement

Pour les enrochements deux zones sont susceptibles de fournir en quantité largement suffisante les matériaux nécessaires .

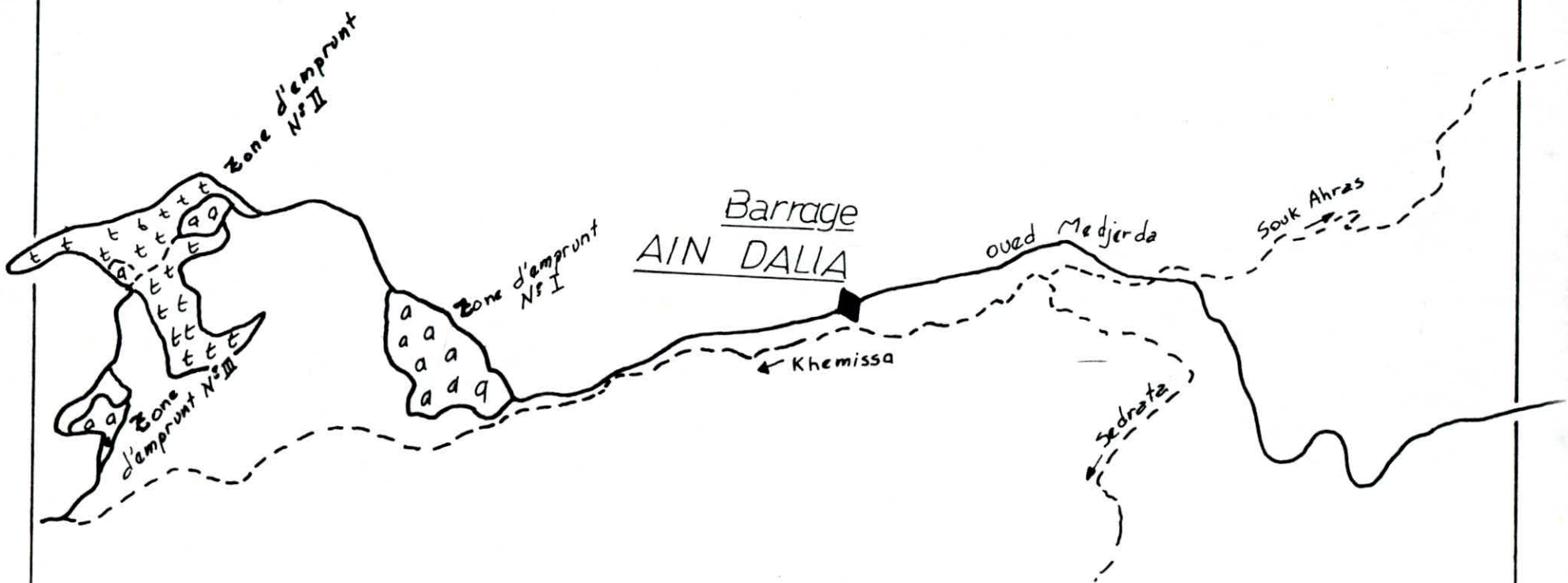
Zone -III-a- : située à l'amont (0,6 à 0,7 Km de l'axe du barrage) /

On utilisera avec profit les barres de grés miocène qui doivent être plus fermés en profondeur. Aucune estimation du volume n'a été faite mais il dépasse largement nos besoins .

Zone -III-b- : située sur la rive droite de l'axe du barrage (à une distance de 2 Km) .

Les calcaires qui s'y trouvent, pourront être utilisés pour la confection des enrochements et des divers agrégats nécessaires .

ZONES D'EMPRUNT



t trias
a alluvions recentes

VII-1-COURBES BATHYMETRIQUES

Pour calculer les courbes superficie et capacité de la retenue nous devons planimétrer les surfaces correspondantes à chaque hauteur. Le pas pris est de 5 m. Puis on cherche les volumes partiels à partir de la formule :

$$V_i = \frac{S_i + S_{i+1}}{2} \cdot \Delta H \quad \text{avec} \quad \Delta H = 5 \text{ m}$$

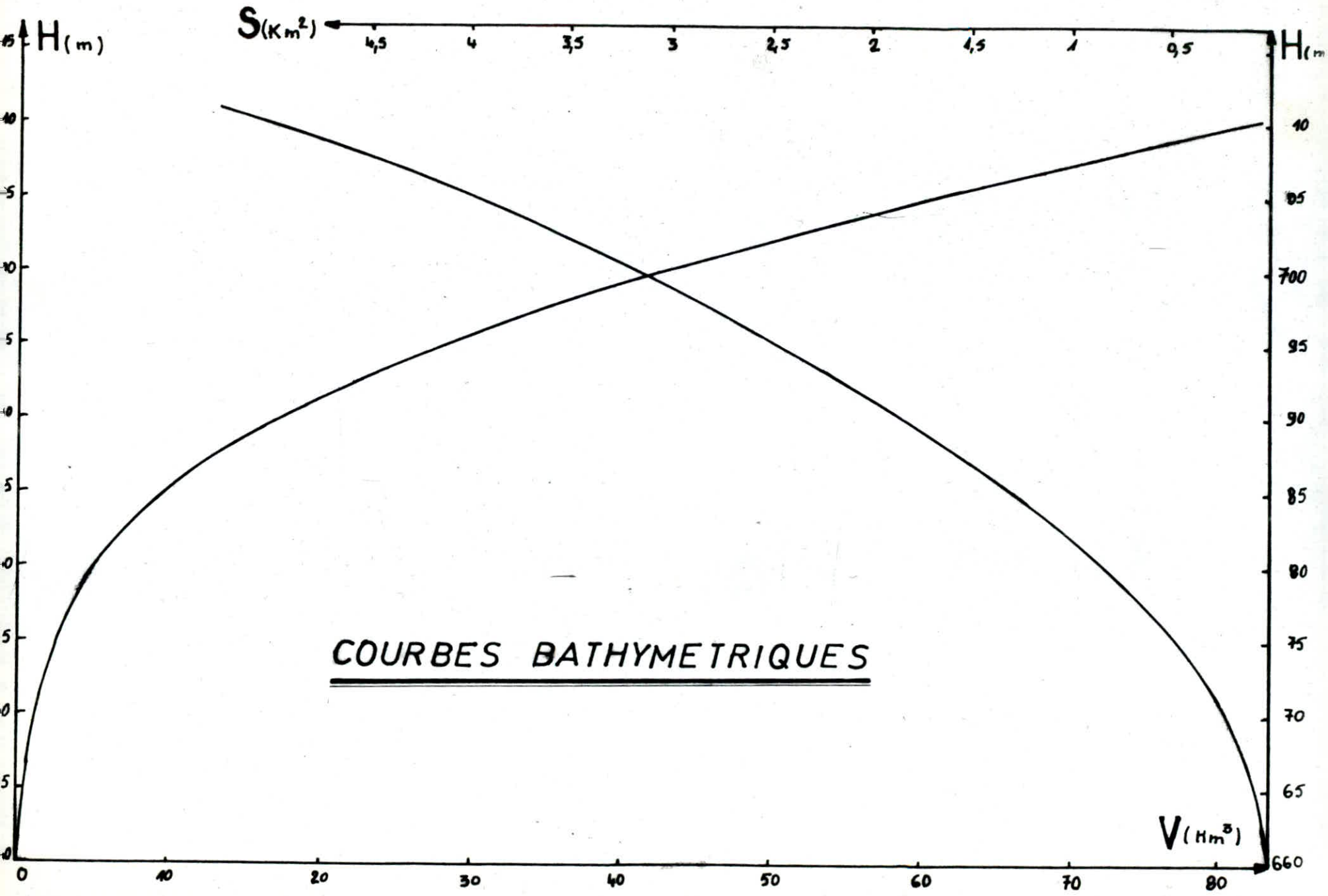
Altitude	Hauteur	Surfaces Cumulées	$\frac{S_i + S_{i+1}}{2}$	V_i	Volume cumulé
660	00	0,00	0,04	0,20	0,20
665	05	0,08	0,19	0,95	1,15
670	10	0,30	0,38	1,90	3,05
675	15	0,45	0,64	3,20	6,25
680	20	0,83	1,07	5,35	11,60
685	25	1,30	1,57	7,85	19,45
690	30	1,83	2,14	10,70	30,15
695	35	2,45	2,82	14,10	44,25
700	40	3,18	3,59	17,95	62,20
705	45	4,00	4,40	22,00	84,20
710	50	4,80	5,20	26,00	110,20
715	55	5,60			

CALCUL DU VOLUME UTILE

Comme c'est mentionné dans l'introduction, le barrage de Ain Dalia sera destiné à l'approvisionnement en eau potable de la ville de SOUK AHRAS, à l'industrie et à l'agriculture les besoins spécifiques de chaque secteur sont spécifiés dans le talus de la page suivante. Pour calculer le volume utile on procédera de la façon suivante :

On détermine, à partir de la courbe " ALTITUDE-SURFACE " la surface inondée correspondant à l'apport du premier mois .

.../...



COURBES BATHYMETRIQUES

$$A_1 \longrightarrow S_1$$

On évalue, à partir de S_1 , le volume évaporé et celui infiltré par :

$$V_{E_1} = S_1 \times E_1$$

$$V_{I_1} = S_1 \times I_1$$

de la même façon on cherche S_i (surface inondée au mois i)

$$(A_1 + A_2 + \dots + A_{i-1} + A_i) \longrightarrow S_i$$

$$V_{E_i} = S_i \times E_i$$

$$V_{I_i} = S_i \times I_i$$

La consommation totale est donnée par

$$C_{T_i} = V_{E_i} + V_{I_i} + V_{C_i} + V_b$$

où V_{E_i} : volume évaporé au mois i

V_{I_i} : volume infiltré au mois i

V_c : volume totale des consommations

V_b : volume régularisé

$$V_b = \frac{\text{apport annuel} \times \text{taux de régularisation (en \%)}}{100}$$

Le volume à la fin du mois est donné par

$$V_{f_1} = V_{\text{mort}} + V_1$$

où $V_i = A_i - C_{t_i}$ variation du volume mensuel

A_i apport mensuel

C_{t_i} consommation totale mensuelle

jusqu'à

$$V_{f_i} = V_{f_{i-1}} + V_i$$

le volume utile sera donné par :

$$V_u = \text{MAX} (V_{f_i})$$

.../...

A P P O R T S		A . E . P .		I N D U S T R I E		I R R I G A T I O N		Σ CONSOMMATIONS	
%	H m ³	%	H m ³ *	%	H m ³ *	%	H m ³ *	(1)	(2) + (3)
0,4	0,227	9	1,989	8,33	0,466	12,80	2,880		5,335
1,1	0,624	8	1,768	8,33	0,466	8	1,920		4,154
2,5	1,418	8	1,768	8,33	---	6	1,440		3,674
13,6	7,711	8	1,768	8,33	---	5	1,200		3,434
22,7	12,871	8	1,768	8,33	---	4	0,960		3,194
18,7	10,603	8	1,768	8,33	---	5	1,200		3,434
19,8	11,227	8	1,768	8,33	---	6	1,440		3,674
12,1	6,861	8	1,768	8,33	---	7	1,680		3,914
6,8	3,856	8	1,768	8,33	---	10	2,400		4,634
1,6	0,907	9	1,989	8,33	---	11	2,640		5,095
0,5	0,284	9	1,989	8,33	---	13	3,120		5,575
0,2	0,113	9	1,989	8,33	---	13	3,120		5,575
100	56,7	100	22,1	100	5,6	100	24,0		51,7

CONSOMMATIONS MENSUELLES

APPORT (Hm ³)	APPORT CUMULE (Hm ³)	SURFACE MOUILLE (Km ²)	INFILT- RATION (mm)	V _I (Hm ³)	EVAPOR- ATION (mm)	V E (Hm ³)	V Consom- mé (Hm ³)	Conso- mmations Σ	V _b	Δ V=Ap- Σ c	V fin du Mois
0,227	0,227	0,050	I8	0,001	I34	0,007	5,335	5,343	4,25	9,366	4,366
0,624	0,851	0,225	I9	0,004	52	0,012	4,154	4,170	"	7,796	12,162
1,418	2,269	0,550	I6	0,009	I7	0,009	3,674	3,692	"	6,524	18,686
7,711	9,980	1,300	I7	0,022	I5	0,020	3,434	3,476	"	0,015	18,701
12,871	22,851	2,125	I6	0,034	9	0,019	3,194	3,247	"	- 5,374	13,327
10,603	33,454	2,750	I9	0,052	I4	0,038	3,434	3,524	"	- 3,092	10,235
11,227	44,681	3,250	I8	0,059	34	0,111	3,674	3,844	"	- 3,133	7,102
6,861	51,542	3,625	I6	0,058	62	0,225	3,914	4,197	"	10,586	17,688
3,856	55,398	3,750	9	0,034	97	0,364	4,634	5,032	"	5,426	33,114
0,907	56,305	3,800	8	0,030	I59	0,604	5,095	5,729	"	9,072	42,186
0,284	56,589	3,815	21	0,080	221	0,843	5,575	6,498	"	9,541	51,727
0,113	56,700	3,825	I8	0,069	210	0,803	5,575	6,447	"	9,712	51,439

TAUX DE REGULARISATION DE 90 % ===== $V_b = \frac{56,7 \cdot 90}{12 \cdot 100} = 4,25 \text{ Hm}^3$

! APPORT ! (Hm ³)	! APPORT ! CUMULE ! (Hm ³)	! SURFACE ! MOUILLE ! (Km ²)	! INFILTRATION ! (mm)	! V _I ! (Hm ³)	! EVAPORATION ! (mm)	! V E ! (Hm ³)	! V consommé ! (Hm ³)	! Σ Consom- ! mations	! V _b	! Δ V=Ap- ! Σ c	! V fin du ! MOIS
! 0,227	! 0,227	! 0,050	! I8	! 0,001	! I34	! 0,007	! 5,335	! 5,343	! 4,49	! + 9,606	! 4,606
! 0,624	! 0,851	! 0,225	! I9	! 0,004	! 52	! 0,012	! 4,154	! 4,170	! "	! + 8,036	! 12,642
! 1,418	! 2,269	! 0,550	! I6	! 0,009	! I7	! 0,009	! 3,674	! 3,692	! "	! + 6,764	! 19,406
! 7,711	! 9,980	! 1,300	! I7	! 0,022	! I5	! 0,020	! 3,434	! 3,476	! "	! + 0,255	! 19,661
! 12,871	! 22,851	! 2,125	! I6	! 0,034	! 9	! 0,019	! 3,194	! 3,247	! "	! - 5,134	! 14,527
! 10,603	! 33,454	! 2,750	! I9	! 0,052	! I4	! 0,038	! 3,434	! 3,524	! "	! - 2,859	! 11,668
! 11,227	! 44,681	! 3,250	! I8	! 0,059	! 34	! 0,111	! 3,674	! 3,844	! "	! - 2,893	! 8,775
! 6,861	! 51,542	! 3,625	! I6	! 0,058	! 62	! 0,225	! 3,914	! 4,197	! "	! + 1,826	! 20,601
! 3,856	! 55,398	! 3,750	! 9	! 0,034	! 97	! 0,364	! 4,634	! 5,032	! "	! + 5,666	! 36,267
! 0,907	! 56,305	! 3,800	! 8	! 0,030	! I59	! 0,604	! 5,095	! 5,729	! "	! + 9,312	! 45,579
! 0,284	! 56,589	! 3,815	! 21	! 0,080	! 221	! 0,843	! 5,575	! 6,498	! "	! + 9,871	! 55,360
! 0,113	! 56,700	! 3,825	! I8	! 0,069	! 210	! 0,803	! 5,575	! 6,447	! "	! + 9,952	! 55,312

TAUX DE REGULARISATION DE 95 % $\Rightarrow V_b = \frac{56,7 \cdot 95}{12 \cdot 100} = 4,49 \text{ Hm}^3$

MOIS	mm	%	SURFACES MOUILLEES (Km ²)	VOLUMES CORRESPONDANTS (Hm ³)
S	41	5,0	0,050	0,02
O	64	7,9	0,225	0,014
N	80	9,9	0,550	0,044
D	119	14,7	1,300	0,155
J	126	15,5	2,125	0,268
F	104	12,8	2,750	0,286
M	89	11,0	3,250	0,289
A	77	9,5	3,625	0,279
M	60	7,4	3,750	0,225
J	32	3,9	3,800	0,122
J	8	1,0	3,815	0,031
A	12	1,4	3,825	0,038
	812	100		1,753

PRECIPITATIONS MOYENNES MENSUELLES

VII-2- Détermination de la revanche

2-1) Calcul de la hauteur des vagues

a) Formule de STEVENSON

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

où L : fetch ou la plus longue distance suivant le sens de la plus forte vitesse (Km)

h_v : hauteur des vagues (m)

$$h_v = 0,86$$

B) Formule de MALLET - PACQUANT

$$h_v = 0,5 + 0,33 L \quad L \text{ fetch (km)}$$

$$h_v = 0,90$$

c) Formule d'ANDREANOFF

$$h_v = 0,00208 W^{5/4} L^{1/3} \quad L \text{ fetch (Km)}$$

W vitesse du vent

Le sens et la valeur de la vitesse sont pris dans le sens le plus défavorable (W = 30 m/s = 108 Km/h) $h_v = 0,89$.

.../...

d) Formule de MALITOR

$$h_v = 0,75 + 0,0032 L W - 0,26 L$$

$$h_v = 0,85$$

Donc on adoptera la valeur de 0,9 (Valeur maximale) pour plus de sécurité .

2-2) Calcul de la vitesse des vagues

Formule de GAILLARD

$$V = 1,5 + 2 h_v \quad \text{avec } V \text{ vitesse des vagues (m/s)}$$

$$h_v \text{ hauteur des vagues (m)}$$

$$V = 3,3 \text{ m/s}$$

2-3) Calcul de la revanche

$$R = 0,7 h_v + \frac{V^2}{2g}$$

Comme nous venons de voir la hauteur des vagues est calculée suivant plusieurs formules compiriques et de ce fait nous aurons plusieurs valeurs pour la revanche .

! formule empirique utilisée !	! a !	! b !	! c !	! d !
! valeur correspondant de R !	! 1,12 !	! 1,19 !	! 1,18 !	! 1,15 !

donc on adoptera la valeur $R = 1,2 \text{ m}$

VII-3-Hauteur de Sécurité

A cause de l'inexactitude des valeurs recueillies et des formules empiriques utilisées il faut prévoir une hauteur de sécurité, dans la littérature on trouve que cette valeur est de l'ordre de 3 à 4 mètres pour des barrages ayant une hauteur variant de 45 à 80 mètres .

VII-4-Calcul de la hauteur deversée

La crue de pointe aura pour consequence l'élévation du plan d'eau d'une hauteur h_d que l'on doit déterminer pour éviter tout risque dû à cette dernière.

Pour cela nous aurons à utiliser la méthode dite de " CREAGER " qui consiste à tracer les trois courbes :

* $V = f(H)$ en prenant comme origine la côte du niveau normal de la retenue (N., N. R.)

$$* V + \frac{\Delta V}{2} = f(H) \text{ et } V - \frac{\Delta V}{2} = f(H)$$

Dans l'autre sens de l'axe des abscisses nous devons tracer la courbe $Q = f(H)$.

.../...

La courbe donnant le débit en fonction de la hauteur est la suivante

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

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

où m : coefficient de correction du débit (0,48)

b : largeur du deversoir (40 m)

h : hauteur de la lame d'eau déversée .

h	Q_d	$\frac{Q_d}{2}$	$\frac{\Delta v_d}{2} (10^6)$
1	85,00	42,50	0,153000
2	240,41	120,20	0,432749
3	441,67	220,84	0,795011
4	680,00	340,00	1,224000
5	950,32	475,16	1,710592

$$\frac{\Delta - v}{2} = \frac{Q_d}{2} \quad 3600$$

.../;;.

Le Calcul se fera à partir de la crue millénaire

donc $Q_{\max} = 800 \text{ m}^3/\text{s}$

	q/q_{\max}	q_{aff}	$v_{\text{aff}} (10^6)$	$h_d (m)$	$Q_d (m^3/s)$
0-I	0,16	128	0,461	0,100	12
I-2	0,33	264	0,950	0,375	35
2-3	0,50	400	1,440	0,700	80
3-4	0,66	528	1,901	1,125	150
4-5	0,83	664	2,390	1,575	240
5-6	1,00	800	2,880	2,075	375
6-7	0,81	648	2,333	2,375	460
7-8	0,66	528	1,901	2,625	535
8-9	0,53	424	1,526	2,700 *	555 *
9-10	0,43	344	1,238	2,662	540
10-11	0,40	320	1,152	2,600	525
11-12	0,38	304	1,094	2,550	515
12-13	0,35	280	1,008	2,488	490
13-14	0,33	264	0,950	2,438	475
14-15	0,30	240	0,864	2,350	450
15-16	0,28	224	0,806	2,275	430
16-17	0,27	216	0,778	2,200	410
17-18	0,25	200	0,720	2,125	390
18-19	0,23	184	0,662	2,038	465
19-20	0,22	176	0,634	1,962	345
20-21	0,20	160	0,576	1,875	325
21-22	0,19	152	0,547	1,800	305
22-23	0,18	144	0,518	1,725	285

$v_{\text{aff}} = q_{\text{aff}} \cdot 3600$

.../...

Conclusion

Donc un évacuateur de crue en surface (type CREAGER) en rive droite à la côte 710 environ se posera sur la zone à intercalations de marnes et de gré, leurs caractéristiques géotechniques devront permettre de supporter ce type d'ouvrages. Donc la hauteur de 2,7 m permettra d'amortir la crue millénaire et ce en évacuant un débit de l'ordre de $5,55 \text{ m}^3/\text{s}$.

* Pour éviter le phénomène de capillarité qui aura pour cause l'élévation du niveau d'eau dans le noyau il faut prévoir une hauteur de sécurité au dessus du niveau maximum des crues exceptionnelles.

* Hauteur d'escavation

Au niveau de la base où sera plantée notre digue, l'assise n'est pas bonne et de ce fait une hauteur allant jusqu'à 6 mètres au niveau de l'axe central de l'oued sera escavée afin d'arriver à la roche mère permettant d'avoir une bonne assise.

VII-5- Détermination de la hauteur du barrage (H_b)

Cette hauteur est donnée par la formule suivante

$$H_b = H_c + H_e$$

où H_c : hauteur de couronnement du barrage

H_e : hauteur escavée

$$H_c = H_{\text{NNR}} + H_d + H_s$$

où H_{NNR} : hauteur correspondant au niveau normal de la retenue.

H_d : hauteur déversée

H_s : hauteur de sécurité

tout calcul fait on aura :

$$H_c = 55,5$$

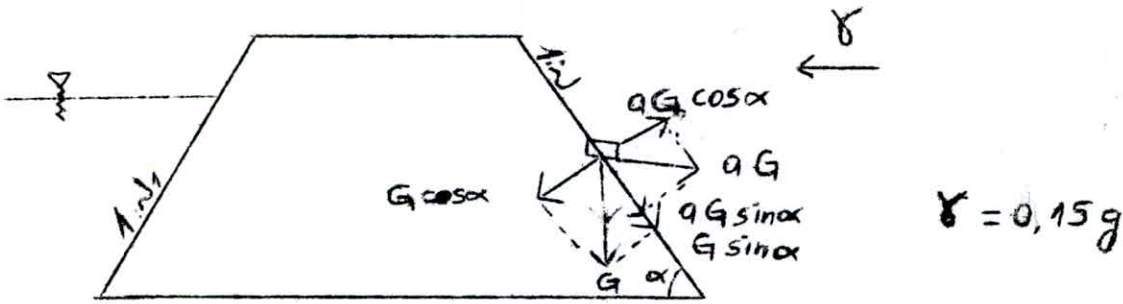
$$H_b = 61,5$$

VII-6- Pentes des talus

1) Pour calculer les pentes des talus amont et aval on fait une première approche en calculant la stabilité d'une pierre reposant sur un talus dont le périmètre sera déterminé. En plus de la gravité, cette pierre sera soumise aux forces dynamiques dues aux séismes. Cette méthode est valable pour les barrages en enrochement ainsi que ceux en terre.

.../...

Schema de Calcul



Remarque

On ne prend en considération que les tremblements de terre dont l'accélération aura un sens de l'aval vers l'amont pour que la force, due à cette dernière tend à arracher la pierre de sa place .

$$\sum F \text{ passives} = G \cos \alpha - a G \sin \alpha$$

$$\sum F \text{ actives} = G \sin \alpha + a G \cos \alpha$$

$$\frac{\sum F_p}{\sum F_a} = \frac{K}{f} \quad \text{avec } f = \text{tg } \varphi \quad \varphi : \text{angle de frottement}$$

f : coefficient de frottement

K : coefficient de sécurité

$$\frac{G \cos \alpha - a G \sin \alpha}{G \sin \alpha + a G \cos \alpha} = \frac{K}{f} \Rightarrow K = \frac{(\cos \alpha - a \sin \alpha) f}{G \sin \alpha + a G \cos \alpha}$$

$$K = \frac{(1 - a \text{tg } \alpha) \text{tg } \varphi}{\text{tg } \alpha + a} = K \text{tg } \alpha + K a = \text{tg } \varphi - a \text{tg } \varphi \text{tg } \alpha$$

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

- K est en général pris égal à 1,05

- a = 0,15

- Les enrochements ont un $\varphi = 40^\circ$

$$\text{tg } \varphi = 0,57$$

On sait que λ représente la pente du talus aval donc

$$\lambda = \cotg \alpha = \frac{1}{\text{tg } \alpha} = 1,76 \text{ on prend } \lambda = 1,8$$

Si λ' représente la pente du talus amont on peut lui attribuer la valeur de :

$$\lambda' = 1,2 \lambda$$

$$\lambda' = 2,1$$

En définitive et pour des raisons de sécurité et d'économie nous adopterons les valeurs suivantes :

.../...

En aval : de 657 à 685 : I/2,2

de 685 à 700 : I/2,0

de 700 à 715 : I/I,8

En Amont : de 650 à 677,5 : I/2,3

de 677,5 à 715 : I/2,I

Bermes :

Sur le talus on prévoit 2 bermes de largeur 5 mètres chacune. Leurs côtes respectives sont 685 et 700 c.à.d. là où il y aura les changements de pentes .

VII-7- Largeur en crête

Cette largeur peut-être calculée par plusieurs formules empiriques, toutefois elle doit répondre aux normes d'une route de service qu'elle doit assumer comme fonction principale .

Parmi les formules empiriques on peut citer les suivantes :

a) formule de Preece

$$b = 1,1 \sqrt{H_b} + 1 \text{ avec } H_b \text{ hauteur totale du barrage (m)}$$

$$b = 9,87 \text{ m}$$

b) formule de KNAPPEN.T.T

$$b = 1,65 \sqrt{H_b}$$

$$b = 13,40 \text{ m}$$

c) $b = 3,6 \sqrt[3]{H_b} - 3$

$$b = 11,55 \text{ m}$$

Alors on adoptera une largeur en crête de 10 mètres sur laquelle sera aménagée une route de service, cette chaussée n'est destinée qu'à permettre le trafic à l'exploitation de l'ouvrage .

VII-8- Dimensionnement du noyau

A la crête du noyau d'argile on prévoit une largeur de 6 m. Avec des pentes amont et aval, de l'ordre de 3 I et en fonction de la hauteur on peut avoir la largeur à la base sans toutefois passer en dessous de la largeur minimale calculée par la formule .

$$B b_{\min} = 6 + C H \text{ avec } H : \text{ hauteur du barrage (m)}$$

C : coefficient dépendant de la hauteur du barrage et du matériaux du noyau

$$0,15 \leq C < 0,30$$

$$B b = 23 \text{ m .}$$

.../...

Toutefois nous aurons à vérifier les conditions d'écoulement dans le noyau .

Protection du noyau :

Les matériaux constituant les protections amont et aval auront la même pente que le noyau, on prévoit :

- à l'amont : une zone de transition d'une largeur de 5 m sur l'horizontale.
- à l'aval : on aura 2 couches, la première formant un filtre de 3 m de largeur, la deuxième fonctionnant comme un drain de même épaisseur .

On prévoit aussi :

* Un filtre horizontal servant pour le drainage des eaux qui peuvent éventuellement s'infiltrer à travers le noyau .

* En fin un briseme en enrochements au pied aval

VII-9- Protection des talus

On sait que les talus (amont et aval) sont exposés à l'érosion du fait des vagues et de l'abaissement du niveau d'eau pour le premier alors que pour le deuxième c'est surtout dû aux averses violentes, alors on prévoit une couche de rip-rap pour le talus amont et une couche en enrochement en aval avec une épaisseur minimum qui sera calculée par l'une des formules suivantes :

$$1) t_{\min} = \frac{0,178 n}{\gamma p} h_v \cdot \frac{\sqrt{1+m_1^2}}{m_1^2}$$

avec t_{\min} : épaisseur minimale (m)

n : facteur de sécurité (___ I,5)

h_v : hauteur des vagues (m)

m_1 : pente du talus amont

γp : poids volumique de la pierre (t/m³)

$$2) t_{\min} = 1,7 h_v \cdot \frac{1}{\gamma p} \left(\frac{1+m_1^2}{m_1^2+2m_1} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$3) t_{\min} = 2,5 D$$

avec D diamètre équivalent de la pierre sous forme sphérique

$$D = 1,25 \sqrt[3]{\frac{Q_m}{\gamma p}}$$

Q_m poids moyen des pierres

p poids volumique de la pierre

La formule donnant Q_m est la suivante

$$Q_M = \frac{7,20 \gamma_p \cdot Q_H \cdot h_v^2}{(\gamma_p - 1)}$$

p : poids volumique de la pierre (t/m^3)

h_v : hauteur des vagues (m)

Q_H : coefficient dépendant de la pente du talus

Pour plus de sécurité on prend la plus grande valeur des trois sus-citées c'est-à-dire une épaisseur de 1,5 m .

VII-IO- Batardeau

Le batardeau sera constitué d'un massif en enrochement avec étanchéité sur le parement amont . Cette solution est préférée à celle classique, qui consiste à donner au batardeau un profil de barrage avec noyau central en argile et ce pour des raisons de facilité de mise en oeuvre qui influera beaucoup sur la durée de réalisation qui est limitée à la saison seche .

Remarque : La petite retenue créée par le batardeau servira à laminer la crue ce qui aura pour conséquence de limiter le diamètre de la galerie de dérivation provisoire . Donc le batardeau sera à la côte 677,50 et se raccorde à la digue par une berme de 5 m de large, il fera partie intégrante de la digue et sera implanté de manière à ce que son pied amont corresponde pratiquement au pied amont de la digue .

- | | |
|------------------------|-------------------------|
| - pente du talus amont | I/2,3 (à l'extérieur) |
| | I/2,0 (à l'intérieur) |
| - pente du talus aval | I/1,5 |

Une étude approfondie des infiltrations s'impose et ce pour deux causes principales :

- éviter les infiltrations qui peuvent être fatales pour l'existence même de l'ouvrage en cas d'écoulement derrière le noyau .
- économiser au maximum les eaux emmagasinées dans la retenue afin que le barrage joue le rôle qui lui est dévolu .

VIII-1-Débit de fuite

Les infiltrations peuvent se faire :

- à travers la digue
- sous l'ouvrage, mais pour notre site et d'après l'étude géologique nous pouvons considérer que l'étanchéité est presque totale surtout après l'implantation du mur d'étanchéité .

Donc dans notre étude nous n'aurons à considérer que les infiltrations de premier genre .

Pour la recherche du débit d'infiltration on peut utiliser la formule de Darcy :

$$q = K \cdot i \cdot A$$

Dans laquelle - q : débit d'infiltration

i : gradient hydraulique

K : coefficient de perméabilité

A : aire soumise à l'infiltration

avec $i = \frac{dy}{dx}$ A = y l surface par unité de longueur

nous aurons $q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx}$

VIII-2-Méthode de KOZENY

Cette méthode est utilisée pour la recherche de l'équation de la ligne de saturation, dans son étude M. KOZENY suppose que cette ligne a la forme d'une parabole dont l'équation sera :

$$(X + Y_0)^2 = X^2 + Y^2 \quad (I)$$

avec $y_0 = \sqrt{h^2 + d^2} - d$ tirée en remplaçant dans l'équation (I)
y par h et X par d

H = hauteur d'eau correspondant au N N R

$d = t_2 - 0,7 S$ t_2 : largeur de la base du noyau

$S = H \cdot m_1$ m_1 : fruit du talus du noyau

$t_2 = 2 \cdot H_n \cdot m_1 + t_1$ H_n : hauteur du noyau

t_1 : largeur en crete du noyau

donc $t_2 = 44,67$

$S = 16,67$

$d = 33,00$

$Y_0 = 26,90$

$$X^2 + Y^2 = (X + 26,90)^2$$

coordonnées pour le tracé de la ligne de saturation (point par point)

X	-13,45	-10	-5	0	5	10	15	20	25	30	33	
Y	0	13,62	21,32	26,90	31,51	35,52	39,12	42,42	45,48	48,35	49,99	50

Le point d'intersection de la parabole de base avec le parement aval du noyau est déterminé à partir de l'équation des coordonnées polaires de cette parabole

$$a + \Delta q = \frac{Y_0}{1 - \cos \alpha} \quad (1)$$

$$c = \frac{\Delta q}{a + \Delta q} \quad (2) \text{ avec } c : \text{ fonction de l'angle au pieds du noyau}$$

dans notre cas $\alpha = 71,57$ ce qui donne une valeur de $c = 0,29$

à partir de (1) nous aurons $a + \Delta a = 39,34$ et de (2) nous aurons

$$\frac{\Delta q}{39,34} = 0,29$$

$$\Delta a = 11,41 \text{ m}$$

$$a = 27,93 \text{ m}$$

Remarques : * $X = 0$ $y = y_0 = e = 26,90$

* $S = \frac{H}{\text{tg} \alpha} = 16,67$

* $R = \sqrt{H^2 + d^2} = 59,91$

A la sortie du noyau, l'ordonnée sera

$$h_1 = \left(2 \cdot L \cdot Y_0 \cdot \frac{K_1}{K_0} + h_0^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad \dots/\dots$$

Avec h_1 ordonnée de la ligne de saturation à la sortie du noyau

L : longueur du massif aval

Y_0 : ordonnée de la parabole théorique

K_1 : perméabilité du noyau

K : perméabilité de la recharge

h_0 : niveau d'eau à l'aval

ce qui nous donne

$$h_1 = 1,028 \text{ m}$$

Débit de fuite

$$q = K \cdot y \cdot \frac{dy}{dx} \quad \text{formule qui a été déjà trouvée auparavant}$$

$$q \, dx = K_y \, dy \implies q \, x \Big|_0^L = K \frac{y^2}{2} \Big|_{h_0}^{h_1}$$

$$q_L = K \frac{h_1^2 - h_0^2}{2}$$

$$q = 2,70 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

Vérification

$$q = K_1 \cdot y_0 = K_1 \cdot e = 10^{-9} \cdot 26,90 = 2,690 \cdot 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}$$

Remarque : Les dimensions du noyau doivent vérifier les conditions d'écoulement ce qui se traduit par l'inéquation suivante :

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta t} \ll J \text{ adm.}$$

où J : gradient hydraulique

ΔH : différence de charges à l'entrée et à la sortie du noyau (m)

t : largeur moyenne du noyau (m)

$$\Delta t = \frac{t_1 + t_2}{2} \quad \begin{array}{l} t_1 : \text{largeur en crête du noyau} \\ t_2 : \text{largeur à la base du noyau} \end{array}$$

$J \text{ adm}$: gradient hydraulique admissible (≈ 6 à 12)

$$J = \frac{H_{\text{NNR}} - h_1}{t_1 + t_2} \times 2$$

$$J = 1,90 < J \text{ adm.}$$

donc l'écoulement se fait normalement dans le noyau ce qui garantit la stabilité des particules d'argiles formant le noyau et de ce fait il n'y aura pas d'entraînement de celles-ci vers l'aval .

Stabilité des Talus

Les glissements de terrains présentent des formes très complexes, en général les lignes de glissement ont une forme circulaire ou presque ce qui a conduit les spécialistes à utiliser des méthodes approchées de " type surface " c'est-à-dire qu'il y a une surface isolée le long de laquelle fait le glissement .

Méthode de BISHOP

La méthode des tranches (ou méthode Suedoise) élaborée par Pétersson (en 1916) a été développée par Fellenius (en 1927) en faisant l'hypothèse de ruptures circulaires. Par la suite BISHOP a perfectionné cette méthode en 1954 .

Cette méthode consiste à diriver le massif en question, en plusieurs tranches chacune d'elles sera soumise à :

- au poids W du matériaux et de l'eau qu'il peut contenir
- sur la face supérieur soit la surcharge, soit les composantes de l'action hydrostatique de l'eau
- sur la face inférieur, c'est-à-dire le long de la ligne de glissement les résultantes des contraintes totales de composantes N et T .
- Surface latérale de gauche la force (X_N, Z_N) que la tranche de rang (n-1) exerce sur la tranche (n) et par conséquent sur la face latérale de droite la force ($-X_{n+1}; Z_{n+1}$)

Comptabilité des équations

* Les inconnues

- (n) résultantes normales à la base de chaque tranches
- (n-1) forces intertranches (suivant l'horizontale)
- (n-1) forces intertranches (suivant la verticale)
- 1 coefficient de sécurité

total 3_{n-1}

* Equations des moments

- n coordonnées localisant les N_i
- n-1 " " " T_i

Total 2_{n-1}

Par hypothèse : $\Delta Z = Z_{i+1} - Z_i = 0$ mais $\Delta X = X_{i+1} - X_i \neq 0$

$$R_i = \begin{cases} N_i = (\tau - u) l_i \\ T_i = \phi l_i + (\tau - u) l_i t_g \end{cases}$$

.../...

où W_n poids de la tranche

$$W_n = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) b$$

γ_1 : densité humide de la zone du massif du barrage

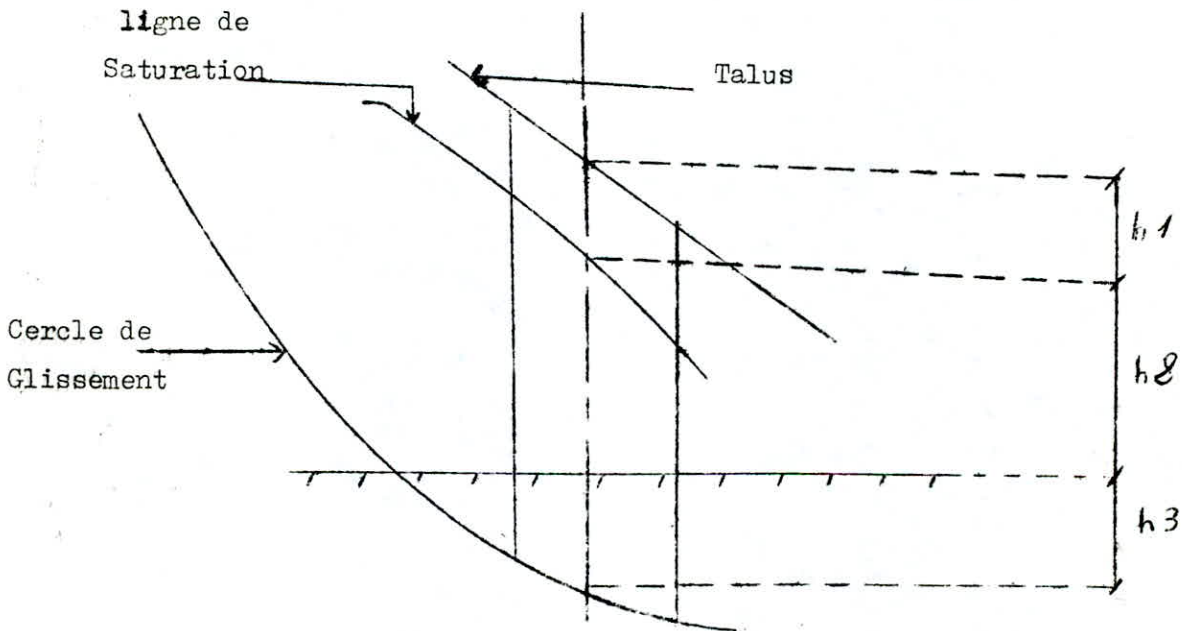
γ_2 : densité saturée du massif située sous la ligne de saturation

γ_3 : densité humide du sol de fondation

h_1 : hauteur moyenne de la partie de la tranche située au dessus de la ligne de saturation .

h_2 : hauteur moyenne de la partie de la tranche située entre la ligne de saturation et la ligne de surface de la fondation .

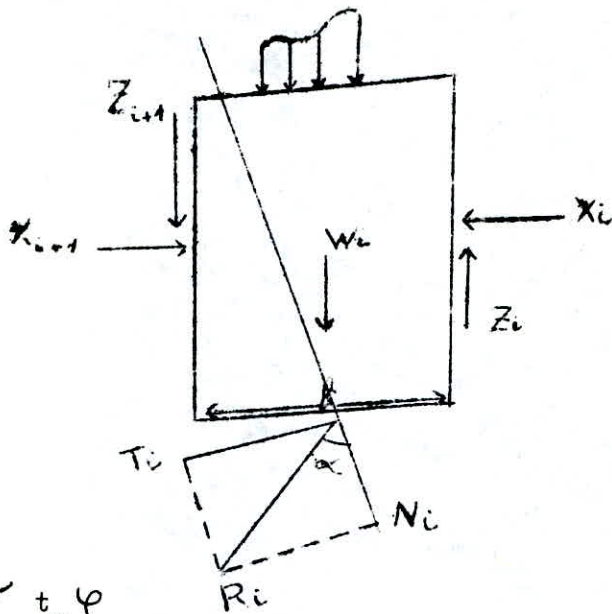
h_3 : hauteur moyenne de la partie de la tranche située dans la fondation .



$$u = \gamma_e h_p$$

h_p : hauteur piezométrique ou profondeur de terrain saturé de la tranche considérée .

γ_e : poids spécifique de l' eau .



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

où τ : résistance au cisaillement

c : cohésion du remblai

σ : pression normale à la surface de rupture

φ : angle de frottement interne

donc
$$\tau = \frac{c'}{F_s} + \left(\frac{\sigma}{F_s} - u \right) \operatorname{tg} \varphi$$

avec écoulement

$$\tau = \frac{c}{F_s} + \frac{\sigma}{F_s} \operatorname{tg} \varphi$$

absence d'écoulement

DEMONSTRATION DE LA METHODE DE BISHOP

(Avec sollicitations dues aux sei mes)

Pour pouvoir utiliser cette méthode on été obligé de reprendre la démonstration tout en incluant un nouveau paramètre qu'est la force due au sei me .

Dans ce cas le coefficient F_s s'exprime comme étant le rapport des moments résistants et des moments moteurs .

$$F_s = \frac{\sum R [C'l + (P - ul) \operatorname{tg} \varphi']}{\sum W \cdot R \sin \alpha + S_H \cdot R \cdot \cos \alpha}$$

avec R : Rayon du cercle de glissement

C : Cohésion du matériaux

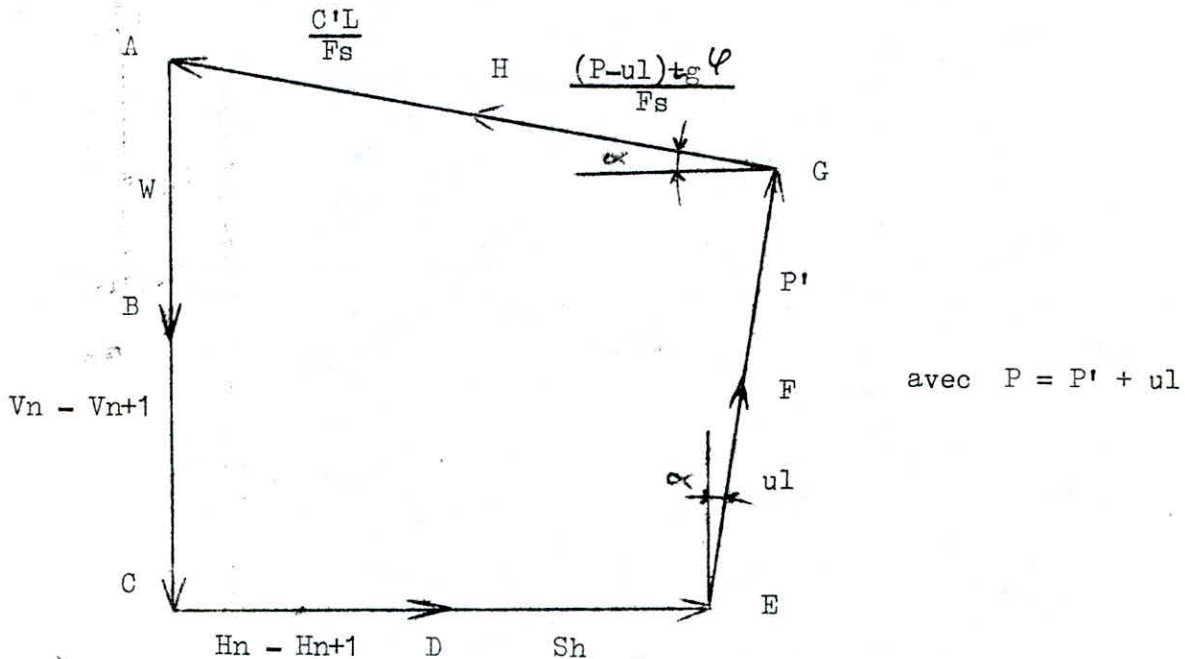
l : longueur de l'arc

u : pression intersticielle

p : réaction normale totale

W : poids de la tranche

S_H : force due au sei me



En faisant la projection des forces sur la verticale on aura :

$$(P' + ul) \cos \alpha + \left(\frac{C'l}{F_s} + \frac{P' \operatorname{tg} \varphi'}{F_s} \right) \sin \alpha = W + V_n - V_{n+1}$$

$$F_s = \frac{R \sum cl + (p - ul) \operatorname{tg} \varphi}{\sum W R \sin \alpha + S_h R \cos \alpha}$$

$$P-ul = \frac{W - ul \cos \alpha - \frac{cl}{F_s} \sin \alpha}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s}}$$

$$R \sum cl + \left(\frac{W - ul \cos \alpha - \frac{cl \sin \alpha}{F_s}}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s}} \right) \operatorname{tg} \varphi$$

$$= R \sum (W \sin \alpha + W a \cos \alpha)$$

$$b = l \cos \alpha$$

$$\sum \frac{cb}{\cos \alpha} + \left(\frac{W - ub - \frac{cb \operatorname{tg} \varphi}{F_s}}{\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s}} \right) \operatorname{tg} \varphi'$$

$$= \sum W \sin \alpha + W a \cos \alpha$$

$$\sum \frac{cb \left(\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s} \right) + \left(\cos \alpha W - ub \cos \alpha - \frac{cb \sin \alpha}{F_s} \right) \operatorname{tg} \varphi'}{\cos \alpha \left(\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s} \right)}$$

$$= \sum W (\sin \alpha + a \cos \alpha)$$

$$\sum \frac{cb \cos \alpha + cb \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi}{F_s} + W \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi - ub \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi - \frac{cb \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi}{F_s}}{\cos \alpha \left(\cos \alpha + \sin \alpha \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s} \right)}$$

$$= \sum W (\sin \alpha + a \cos \alpha)$$

$$F_s = \frac{1}{\sum W (\sin \alpha + a \cos \alpha)} \sum \frac{(W - ub) \operatorname{tg} \varphi' + c' b}{\cos \alpha + \operatorname{tg} \varphi' \frac{\sin \alpha}{F_s}}$$

Calcul de F_s

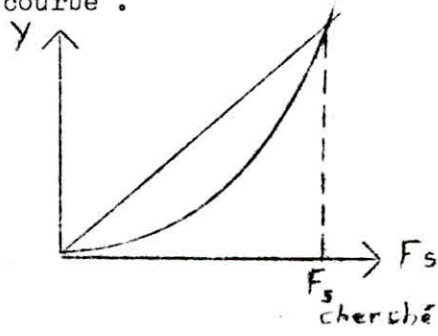
Le calcul du coefficient de sécurité se fait par deux (2) méthodes eu égard à la complexité de l'équation donnant celui-ci

a) 1ere méthode : par iterations successives

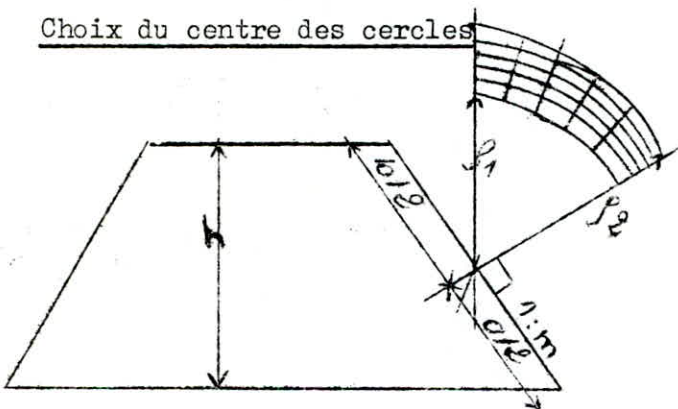
Dans cette méthode on attribue une valeur à F_s dans le membre de droite et on calcul le nouveau F_s , la valeur trouvée sera donnée à F_s et ainsi de suite jusqu'a ce que la valeur se stabilise ce qui donne la valeur finale de F_s .

b) 2eme méthode : graphique

Cette méthode consiste à tracer d'une part la courbe $y = f(F_s)$ représentant le terme de droite, d'autre part on trace $y = F_s$ et on cherche graphiquement le point d'intersection de la droite avec la courbe.



Choix du centre des cercles



- p_1 et p_2 des rayons
- a longueur du talus
- h hauteur du barrage

Pour trouver le cercle le plus probable en cas de glissement on place le centre de celui-ci dans la partie hachurée définie par :

- 1- p_2 perpendiculaire au talus
- 2- p_1 vertical
- 3- leur intersection se fait à la moitié de la longueur du talus
- 4- leur valeurs respectives, sont données par le tableau suivant.

m (pente)	1	2	3	4	5	6
p_1/h	0,75	0,75	1,00	1,50	2,70	3,00
p_2/h	1,50	1,75	2,30	3,75	4,80	5,50

..../....

ORGANIGRAMME

Pour la présente étude le calcul a été fait sur ordinateur OLIVETTI M 24 au centre de calcul de l'école donc le programme établi est en LANGAGE BASIQUE et c'est pour cela qu'il a été préférable de présenter l'organigramme au lieu du programme afin de savoir les différentes étapes suivies pour le calcul du coefficient de sécurité . A partir de cet organigramme on peut dresser des programmes dans tous les langages et par la suite applicables sur différentes types de machines .

Remarque : l'Organigramme suivant a été établi pour le cas où les sollicitations dues aux seismes sont nulles, dans le cas échéant il suffit de remplacer $P(I)$ (voir organigramme) par le terme suivant :

$$P(I) = W(I) * (SALP(I) + a CALP(I))$$

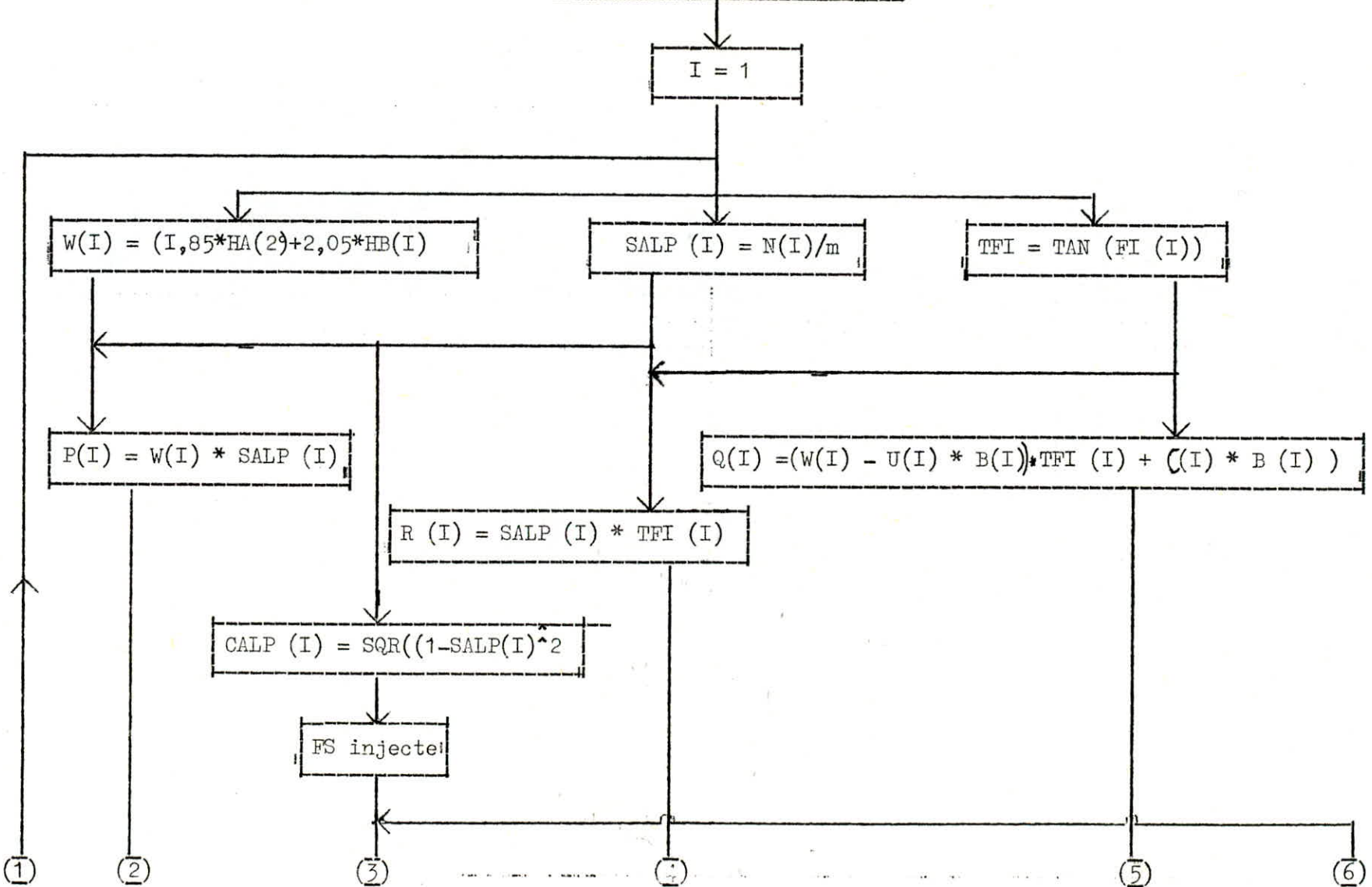
a étant le coefficient d'accélération du tremblement de terre .
Toute la suite reste inchangée .

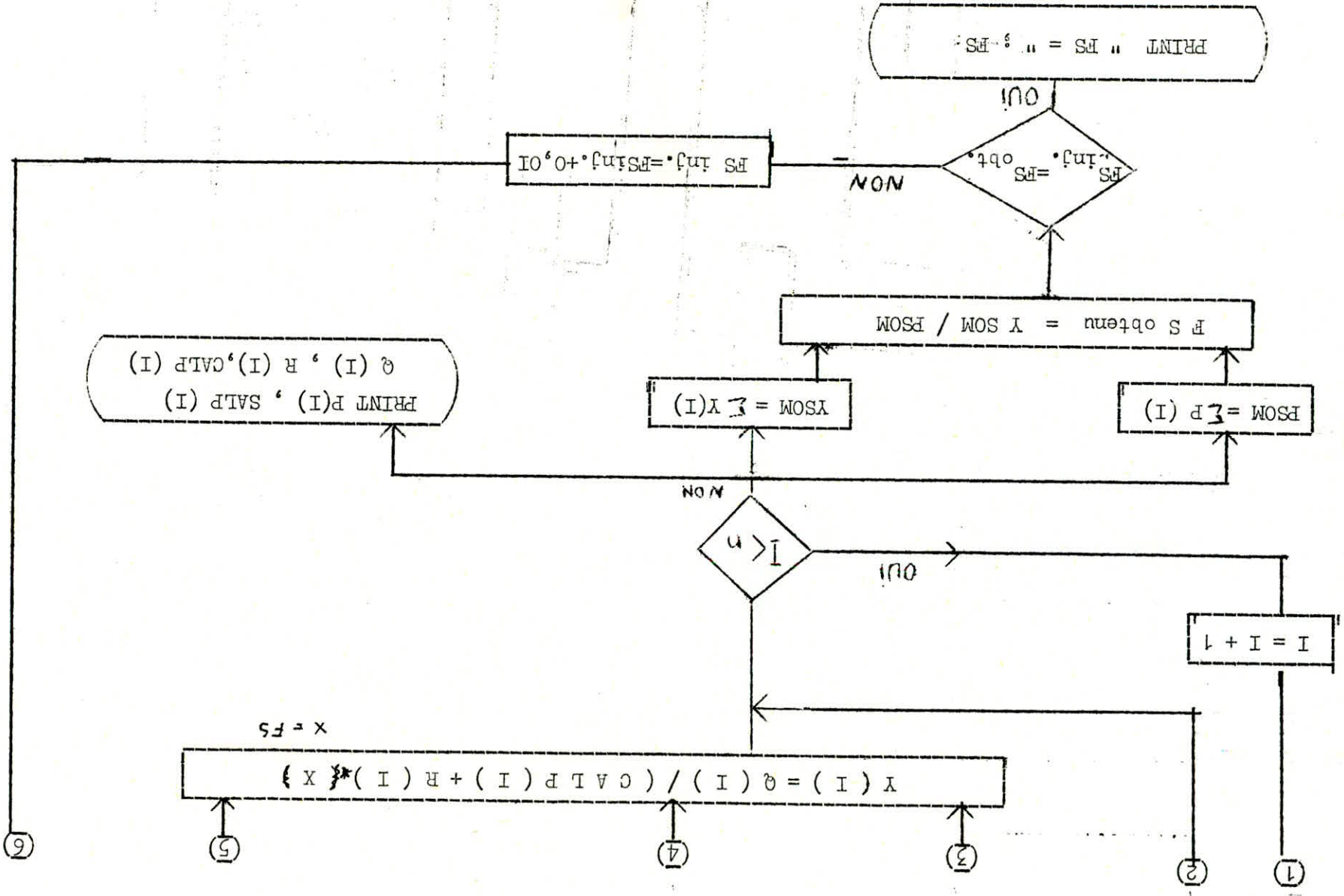
Cette différenciation on l'a obtenue en démontrant la formule de F_s (avec sollicitations dues aux seismes) élaborée à partir de la démonstration de Bishop pour le cas simple c'est-à-dire sans seisme .

NOTA BENE : Les LISTING (des programmes, données et résultats) obtenus pour les différents tableaux, des pages suivantes, correspondants aux différents cas et rayons seront présentés aux membres du jury pendant la soutenance de la présente these.

ORGANIGRAMME

READ B(I) N(I) HA(I)
HB(I) C(I) FI(I)





⑥

⑤

④

③

②

①

B(I)	N(I)	HA(I)	HB(I)	C(I)	FI(I)	W (I)	SALP(I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
I2	-2	5	0	0	0,7	III,0	-.2	93.493	-.I684	.9797
9	-I	I2	0	0	0,7	I99,8	-.I	I68.289	-0,084	.9949
9	0	I7	0	0	0,7	283,0	0	238.409	0	I
9	I	2I	0	0	0,7	349,6	.I	294.506	0,084	.9949
9	2	23	0	0	0,7	382,9	.2	322.554	.I684	.9797
9	3	23	0	0	0,7	382,9	.3	322.554	.2526	.9539
9	4	24	0	0	0,7	399,6	.4	336.578	.3369	.9I65
9	5	23	0	0	0,7	382,9	.5	322.554	.42II	.8660
9	6	22	0	0	0,7	366,3	.6	308.530	.5053	.8
9	7	I5	0	0	0,7	249,7	.7	2I0.36I	.5896	.7I4I
9	8	II	0	0	0,7	I83,I	.8	I54.265	.6738	.6
5	9	4	0	0	0,7	37,0	.9	3I.I64	.7580	.4358

X	I,6	I,7	I,7I	I,8	2,4	2,5	2,52	2,6	I,3
F S	2,372	2,394	2,396	2,4I4	2,508	2,52	2,522	2,53I	2,292
F S S	I,692	I,708	I,709	I,722	I,789	I,797	I,799	I,805	I,635

TALUS AVAL
FIN DE CONSTRUCTION
R = 20

B(I)	N(I)	HA(I)	HB(I)	C(I)	FI(I)	W (I)	SALP(I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
IO	-2	6	0	0	0,7	144,3	-.2	121.542	-.1684	.9797
IO	-1	12	0	0	0,7	222,0	-.1	186.988	-0,084	.9949
IO	0	17	0	0	0,7	314,5	0	264.899	0	1
IO	1	21	0	0	0,7	388,5	.1	327.229	-0,084	.9949
IO	2	22	0	0	0,7	407,0	.2	342.811	.1684	.9797
IO	3	24	0	0	0,7	444,0	.3	373.976	.2526	.9539
IO	4	25	0	0	0,7	462,5	.4	389.558	.3369	.9165
IO	5	25	0	0	0,7	462,5	.5	389.558	.4211	.8660
IO	6	22	0	0	0,7	407,0	.6	342.811	.5053	.8
IO	7	18	0	0	0,7	333,0	.7	280.482	.5896	.7141
IO	8	13	0	1,3	0,4	240,5	.8	114.681	.3382	.6
4	9	3	0	1,3	0,4	22,2	.9	14.586	.3805	.4358

X	1,4	1,6	1,64	1,65	2,3	2,4	2,41	1,5	2,5
F S	2,238	2,283	2,291	2,293	2,392	2,403	2,404	2,261	2,414
F S S	1,606	1,639	1,645	1,646	1,717	1,725	1,726	1,623	1,733

TALUS AVAL
FIN DE CONSTRUCTION

R = 100

B(I)	N (I)	HA(I)	HB(I)	C (I)	FI (I)	W (I)	SALP (I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
II,0	- I	4	0	0	7	8I,4	-.I	68,302	.0839	.9949
IO,6	0	9	0	0	"	I76,4	0	I48,092	.0	I
IO,6	I	I2	0	0	"	235,3	I	I97,456	.0839	.9949
IO,6	2	I5	0	0	"	294,I	2	246,82I	.I678	.9797
IO,6	3	I5	0	0	"	294,I	3	246,82I	.25I7	.9539
IO,6	4	I7	0	0	"	333,3	4	279,730	.3356	.9I65
IO,6	5	I6	0	0	"	3I3,7	5	263,275	.4I95	.8660
IO,6	6	I5	0	0	"	294,I	6	246,82I	.5034	.8
IO,6	7	II	0	0	"	2I5,7	7	I8I,002	.5873	.7I4I
IO,6	8	6	0	0	"	II7,6	8	98,728	.67I2	.6
5,0	9	2	0	0	"	I8,5	9	I5,523	.755I	.4358

X	I,4	I,5	I,52	I,6	2,3	2,2	2,I9	2,I8	2,I
F S	2,024	2,05I	2,056	2,075	2,I98	2,I84	2,I83	2,I8I	2,I69
F S S	I,494	I,5I4	I,5I8	I,532	I,623	I,6I2	I,6II	I,6IO	I,60I

TALUS AVAL
FIN DE CONSTRUCTION
R = 106

B (I)	N(I)	HA (I)	HB (I)	C (I)	FI(I)	W (I)	SALP (I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
IO	-I	4	0,8	0	0,7	91,2	-.I	70.078	-0,084	.9949
II	0	7	I,03	0	0,7	I66,8	0	I30.958	0	I
II	I	I2	0,9	0	0,7	265,4	.I	2I5.276	-0,084	.9949
II	2	II	0	0	0,7	223,8	.2	I88.546	.I684	.9797
II	3	I8	0	0	0,7	366,3	.3	308.530	.2526	.9539
II	4	I9	0	0	0,7	386,6	.4	325.670	.3369	.9I65
II	5	I6	0	0	0,7	325,6	.5	274.249	.42II	.8660
II	6	I5	0	0	0,7	305,2	.6	257.I08	.5053	.8
II	7	II	0	0	0,7	223,8	.7	I88.546	.5896	.7I4I
7	8	3	0	0	0,7	38,8	.8	32.722	.6738	.6

X	I,5	I,53	I,54	I,55	2	2,2	2,24	2,25
F S	2,I03	2,III	2,II3	2,II6	2,203	2,233	2,238	2,240
F S S	I,529	I,535	I,536	I,538	I,602	I,623	I,627	I,628

TALUS AVAL
 FONCTIONNEMENT NORMAL

R = ,010

B(I)	N(I)	HA (I)	HB(I)	C(I)	FI(I)	W(I)	SALP (I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
5	-2	3	0	0	0,7	27,7	-.2	23.373	-.1684	.9797
II,5	-1	8	0,4	0	0,7	180,0	-.1	147.813	-0,084	.9949
II,5	0	13	1,03	0	0,7	302,0	0	244.429	0	1
II,5	1	18	0,4	0	0,7	392,8	.1	327,01	.0,084	.9949
II,5	2	21	0	0	0,7	446,7	.2	376.313	.1684	.9797
II,5	3	22	0	0	0,7	468,0	.3	394.233	.2526	.9539
II,5	4	22	0	0	0,7	468,0	.4	394.233	.3369	.9165
II,5	5	22	0	0	0,7	468,0	.5	394.233	.4211	.8660
II,5	6	19	0	0	0,7	404,2	.6	340.474	.5053	.8
II,5	7	15	0	0	0,7	319,1	.7	268.795	.5896	.7141
I2,5	8	7	0	0	0,7	161,8	.8	136.345	.6738	.6

X	I,5	I,6	I,62	I,63	2,I	2,34	2,37	2,38
F S	2,216	2,240	2,245	2,247	2,333	2,366	2,369	2,371
F S S	I,596	I,614	I,617	I,618	I,680	I,704	I,707	I,708

TALUS AVAL
 FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 105

B(I)	N (I)	HA (I)	HB (I)	C(I)	FI (I)	W (I)	SALP (I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
I2,5	-I	6	0	0	0,7	I38,7	-.I	II6.867	-0,084	.9949
I2	0	I3	0,6	0	0,7	304,0	0	250.058	0	I
I2	I	I7	I,03	0	0,7	403,9	.I	329.85I	-0,084	.9949
I2	2	22	0,I	0	0,7	490,9	.2	4I2.536	.I684	.9797
I2	3	24	0	0	0,7	532,8	.3	448.77I	.2526	.9539
I2	4	24	0	0	0,7	532,8	.4	448.77I	.3369	.9I65
I2	5	25	0	0	0,7	555,0	.5	467.47	.42II	.8660
I2	6	2I	0	0	0,7	466,2	.6	392.674	.5053	.8
I2	7	I6	0	0	0,7	355,2	.7	299.I80	.5896	.7I4I
IO	8	I6	0	0	0,7	296,0	.8	249.3I7	.6738	.6

X	I,5	I,54	I,55	I,56	2,I	2,23	2,25	2,26
F S	2,III	2,I20	2,I23	2,I25	2,227	2,245	2,248	2,249
F S S	I,539	I,546	I,548	I,550	I,624	I,638	I,640	I,64I

TALUS ANAL

FONCTIONNEMENT NORMAL

R = 120

B(I)	N (I)	HA (I)	HB(I)	C (I)	FI (I)	W (I)	SALP (I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
I2,5	-3	0	6	I	0,45	I6I,2	-.3	85.I47	-.2526	.9539
II,2	-2	0	I2	I	0,45	288,9	-.2	I4I.384	-.I684	.9797
II,2	-I	-I	I2	I	0,45	268,2	0	I23.93I	0	I
II,2	0	0	20	0	0,7	48I,6	0	2I6.973	0	I
II,2	I	0	22	0	0,7	529,7	.I	238.670	0,084	.9949
II,2	2	0	25	0	0,7	602,0	.2	27I.2I6	.I684	.9797
II,2	3	0	26	0	0,7	626,0	.3	282.065	.2526	.9539
II,2	4	0	25	0	0,7	602,0	.4	27I.2I6	.3369	.9I65
II,2	5	0	24	0	0,7	577,9	.5	260.368	.42II	.8660
II,2	6	0	I9	0	0,7	457,5	.6	206.I24	.5053	.8
II,2	7	4	8	0	0,7	275,5	.7	I56.598	.5896	.7I4I
5	8	3	0	I	0,4	27,7	.8	I6.732	.3382	.6

X	I	I,04	I,05	I,06	I,6	I,69	I,7	I,7I	I,72
F S	I,602	I,6II	I,6I3	I,6I5	I,697	I,707	I,708	I,709	I,7IO
F S S	I,045	I,050	I,052	I,053	I,IO6	I,II3	I,II4	I,II4	I,II5

TALUS AMONT
VIDANGE RAPIDE
R = 112

B(I)	N(I)	HA(I)	HB(I)	C(I)	FI(I)	W (I)	SALP (I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
I3,5	-2	0	5	I	0,45	I45,I	-.2	78.882	-.I684	.9797
II,6	-I	0	I0	I	0,45	249,4	-.I	I23.96I	-0,084	.9949
II,6	0	0	I3	0	0,7	324,2	0	I46.069	0	I
II,6	I	0	I7	0	0,7	423,9	.I	I9I.0I4	-0,084	.9949
II,6	2	0	I7	0	0,7	423,9	.2	I9I.0I4	.I684	.9797
II,6	3	0	I8	0	0,7	448,9	.3	202.250	.2526	.9539
II,6	4	0	I8	0	0,7	448,9	.4	202.250	.3369	.9I65
II,6	5	0	I7	0	0,7	423,9	.5	I9I.0I4	.42II	.8660
II,6	6	0	I2	0	0,7	299,2	.6	I34.833	.5053	.8
II	7	3	3	0	0,7	I32,0	.7	83.386	.5896	.7I4I

X	I	I,02	I,03	I,I	I,5	I,67	I,65	I,7
F S	I,569	I,574	I,576	I,590	I,656	I,677	I,678	I,68I
F S S	I,02	I,03	I,028	I,038	I,08I	I,095	I,095	I,097

TALUS AMONT
VIDANGE RAPIDE
R = 106

B(I)	N(I)	HA (I)	HB(I)	C(I)	F ₂ (I)	W (I)	SALP (I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
I2	-4	0	5	I	0,45	I29,0	-.4	70.117	-.3369	.9165
9,8	-3	0	I2	0	0,7	252,8	-.3	113.911	-.2526	.9539
9,8	-2	0	I8	0	0,7	379,2	-.2	170.866	-.1684	.9797
9,8	-1	0	21	0	0,7	442,4	-.1	199.344	-0,084	.9949
9,8	0	0	26	0	0,7	547,8	0	246.807	0	I
9,8	I	0	30	0	0,7	632,1	.1	284.777	-0,084	.9949
9,8	2	0	33	0	0,7	695,3	.2	313.255	.1684	.9797
9,8	3	0	34	0	0,7	716,3	.3	322.748	.2526	.9539
9,8	4	0	34	0	0,7	716,3	.4	322.748	.3369	.9165
9,8	5	0	33	0	0,7	695,3	.5	313.255	.4211	.8660
9,8	6	0	29	0	0,7	611,0	.6	275.285	.5053	.8
9,8	7	5	I8	I,3	0,4	469,9	.7	133.894	.2959	.7141
8	8	6	2	I,3	0,4	I23,2	.8	98.293	.6738	.6

X	I	I,09	I,I	I,5	I,6	I,75	I,77	I,78
F S	I,680	I,693	I,695	I,744	I,754	I,768	I,769	I,770
F S S	I,083	I,092	I,093	I,124	I,131	I,140	I,141	I,141

TALUS AMONT
VIDANGE RAPIDE

R = 96

B(I)	N(I)	HA(I)	HB(I)	C(I)	FI (I)	W (I)	SALP(I)	Q (I)	R (I)	CALP (I)
II,5	-2	0	4	I	0,45	98,9	-.2	56.057	-.I684	.9797
I2	-I	0	9	I	0,45	232,2	-.I	II6.6I2	-0,084	.9949
I2	0	0	I3	0	0,7	335,4	0	I5I.I06	0	I
I2	I	0	I7	0	0,7	438,6	.I	I97.600	-0,084	.9949
I2	2	0	I7	0	0,7	438,6	.2	I97.600	.I684	.9797
I2	3	0	I7	0	0,7	438,6	.3	I97.600	.2526	.9539
I2	4	0	I7	0	0,7	438,6	.4	I97.600	.3369	.9I65
I2	5	0	I5	0	0,7	387,0	.5	I74.353	.42II	.8660
I2	6	0	IO	0	0,7	258,0	.6	II6.235	.5053	.8
7	7	0	3	0	0,7	45,15	.7	20.34I	.5896	.7I4I

X	I	I,04	I,05	I,I	I,7	I,74	I,75	I,8
F S	I,042	I,048	I,050	I,055	I,III	I,II3	I,II4	I,II7
F S S	I,63I	I,640	I,642	I,652	I,739	I,743	I,744	I,749

TALUS AMONT
VIDANGE RAPIDE
R = 120

VALEURS FINALES DE F_s

C A S	RAYON	AVEC SEIZME	SANS SEIZME
TALUS AVAL FIN DE CONSTRUCTION	90	1,71	2,52
	100	1,65	2,40
	106	1,52	2,18
TALUS AVAL FONCTIONNEMENT NORMAL	110	1,54	2,24
	115	1,62	2,37
	120	1,55	2,25
TALUS AMONT VIDANGE RAPIDE	98	1,09	1,77
	112	1,05	1,71
	116	1,03	1,68
	120	1,05	1,74

X-1- Evacuateur de crues

1-1 But : Le but assigné à l'évacuateur de crue est d'éviter la submersion du talus aval du barrage lors des crues exceptionnelles étant donné que sa constitution ne permet pas l'écoulement qui peut être fatal pour l'existence même du barrage . Le profil qu'on aura à utiliser doit posséder le plus grand rendement du point de vue hydraulique et qui assure une bonne stabilité. La forme du deversoir influera sur le frottement béton filets liquides, ces derniers ne doivent ni décoller ni être totalement posé sur le deversoir .

1-2 Calcul du " profil type " du deversoir

1-2-1- Equations générales

$$a) y = 0,47 \frac{x^{1,80}}{h_o^{0,8}} \quad \text{avec } h_o = h + \frac{V_o^2}{2g}$$

$$b) y = 0,5 \frac{x^{1,85}}{h_o^{0,8}}$$

1-2-2- Si on admet que les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérantes devant les forces de viscosité on peut utiliser la loi de similitude de :

Rech - Froude .

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{X_1}{X} \quad \text{et} \quad \lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{Y_1}{Y}$$

en utilisant le tableau établi pour une hauteur $H = 1$ m on peut déduire celui correspondant à une hauteur $H_1 = 2,7$ m et ce en multipliant X et Y données par H_1 c'est-à-dire :

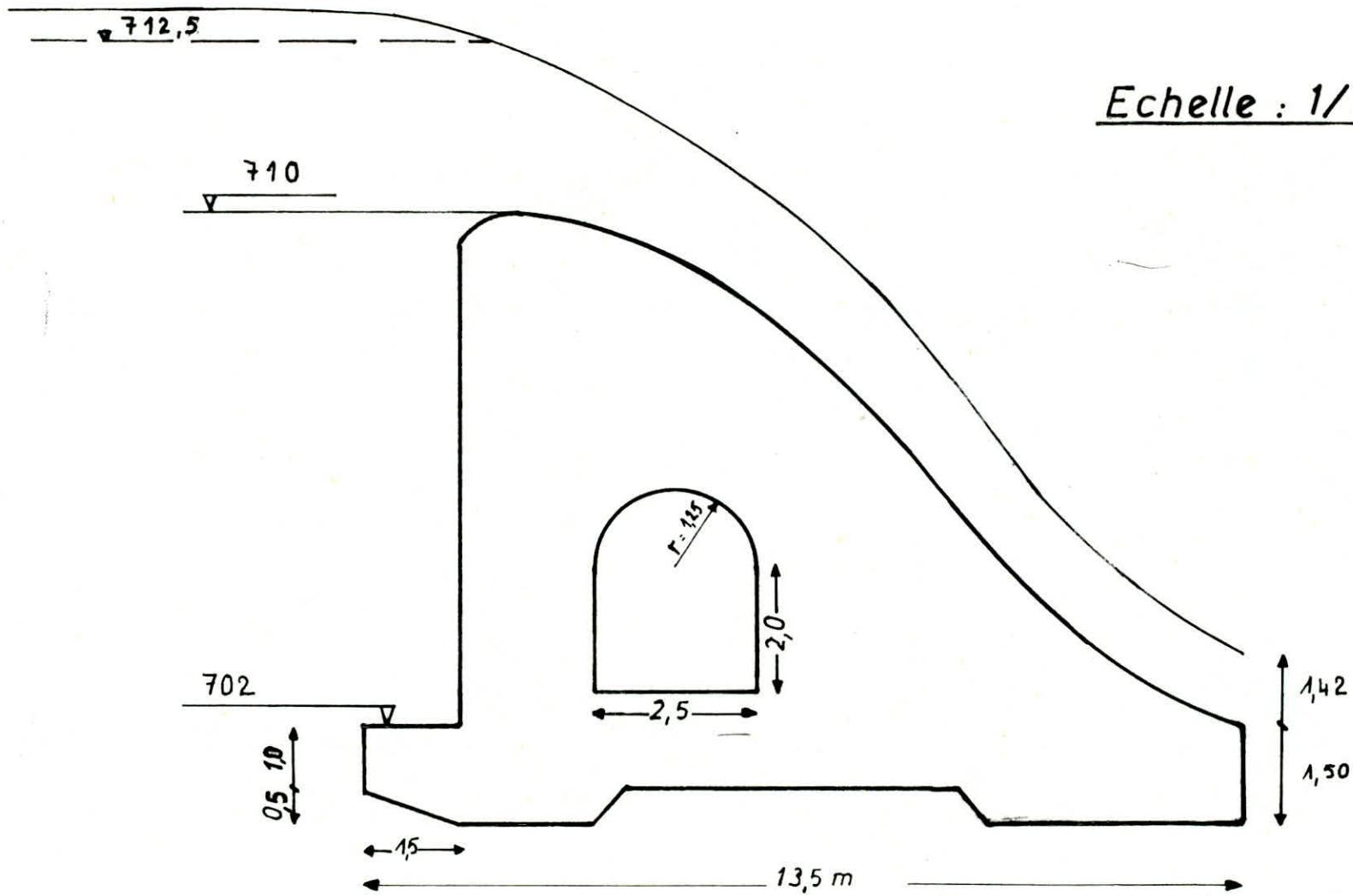
$$X_1 = H_1 \cdot X \quad \text{et} \quad Y_1 = H_1 \cdot Y$$

Résultats : voir tableau .

.../...

Profil établi pour H = 1,0 m		Profil calculé pour H ₁ = 2,7	
X	Y	X ₁	Y ₁
0,0	0,126	0,00	0,340
0,1	0,036	0,27	0,097
0,2	0,007	0,54	0,019
0,3	0,000	0,81	0,000
0,4	0,006	1,08	0,016
0,5	0,027	1,35	0,073
0,6	0,060	1,62	0,162
0,7	0,100	1,89	0,270
0,8	0,146	2,16	0,394
0,9	0,198	2,43	0,535
1,0	0,256	2,70	0,691
1,1	0,321	2,97	0,867
1,2	0,394	3,24	1,064
1,3	0,475	3,51	1,283
1,4	0,564	3,78	1,523
1,5	0,661	4,05	1,785
1,6	0,764	4,32	2,063
1,7	0,873	4,59	2,357
1,8	0,987	4,86	2,665
1,9	1,108	5,13	2,992
2,0	1,235	5,40	3,335
2,1	1,369	5,67	3,696
2,2	1,508	5,94	4,072
2,3	1,653	6,21	4,463
2,4	1,804	6,48	4,871
2,5	1,980	6,75	5,346
2,6	2,122	7,02	5,729
2,7	2,289	7,29	6,180
2,8	2,462	7,56	6,647
2,9	2,640	7,83	7,128
3,0	2,824	8,10	7,625

.../...



Echelle : 1/100

PROFIL DE L'EVACUATEUR DE CRUE

I-3 Calcul hydraulique

* Débit unitaire passant par le seuil (q)

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

Q débit max à évacuer (laminage des crues)

b largeur du deversoir

$$q = 13,875 \text{ m}^2/\text{s}$$

* hauteur critique au-dessus du deversoir

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

$$h_c = 2,70 \text{ m}$$

* Vitesse critique

$$v_c = \frac{q}{h_c} \quad v_c = 5,14 \text{ m/s}$$

* Charge critique

$$H_K = \frac{3}{2} h_c = 4,05 \text{ m}$$

* Charge avant le seuil

$$H = H_K + h \text{ deversoir}$$

H_K : charge critique

$$h \text{ deversoir} = \text{côte de la crête} - \text{côte du radier} = 8 \text{ m}$$

$$H = 12,05 \text{ m}$$

Si on néglige les pertes de charges sur le deversoir la charge totale (H) sera conservée :

$$H = h_t + \frac{v_t^2}{2g} = 12,05 \text{ m}$$

pour calculer h_t on peut appliquer la théorie fluidodynamique établie par :

GEZA LAPRAY

$$H_t = \frac{H}{h_c} = \frac{H}{K} = 4,46$$

En cherchant dans l'abaque (I8) on trouve

$$h_{t+} = 0,35 \quad h_t = K \cdot h_{t+} = 1,42 \text{ m}$$

N.B. : le coursier aura une longueur de 320 m avec une pente de 10 %

I-4- Stabilité de l'évacuateur

l'étude de stabilité concerne trois cas :

- glissement
- renversement
- soulèvement

.../...

I-5-1- Stabilité contre le glissement

Dans ce cas nous devons chercher le coefficient de sécurité de glissement à l'aide du rapport suivant :

$$K_g = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces d'entraînement}}$$

$$= \frac{(G - W) \cdot f}{P}$$

G poids de l'ouvrage par mètre linéaire

W pression de l'eau d'infiltration

P poussée de l'eau sur le parement amont

f coefficient de frottement

$$f = 0,65 + 0,75$$

$$G = \frac{I}{2} \cdot \gamma_b \cdot b \cdot h - P_G$$

γ_b : poids spécifique du béton

b : base de l'ouvrage

h : hauteur au niveau du seuil

$$P_G = I \times (2 \times 2,5 + \frac{\pi \cdot I \cdot 2,5^2}{2}) = 7,45$$

P_G : poids correspondant à la galerie de visite

$$W = \frac{I}{2} \cdot \alpha \cdot \gamma_e \cdot h \cdot b$$

α : coefficient (0,5 + 1,0)

γ_e : poids spécifique de l'eau

h : hauteur au niveau du seuil

$$P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_e \cdot h^2$$

$$b = 2,4 \text{ T/m}^3 \quad \gamma_e = 1 \text{ T/m}^3$$

b = 12 m h = 8,1 m

$$f = 0,7 \text{ (valeur moyenne)}$$

$\alpha = 1$ (cas le plus favorable)

ce qui nous donne $K_g = 1,29$

Donc il n'y aura pas de glissement car les forces stabilisatrices sont plus grandes que les forces d'entraînement .

I-5-2 Stabilité contre le renversement

$$K_r = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments renversants}}$$

Par rapport au point A nous aurons :

$$K_r = \frac{2/3 \cdot b \cdot (G)}{1/3 \cdot P \cdot h + 2/3 \cdot b \cdot W}$$

$$K_r = 1,83$$

.../...

I-5-3 Stabilité contre le soulèvement

$$K_s = \frac{\sum \text{forces dirigées vers le bas}}{\sum \text{forces dirigées vers le haut}}$$
$$K_s = \frac{G + P_1}{W}$$

P_1 : poids de l'eau se trouvant sur le deversoir

$P_1 = b_1 \cdot h_1$ avec b_1 largeur de la console à la base du deversoir

$$K_s = 2,49$$

Remarque : La galerie se trouvant à l'intérieur du deversoir sera utilisée pour les drainages et les visites

X-2- Galerie de dérivation et vidange de fond

2-1- Le schéma le plus classique consiste à combiner la dérivation avec la vidange de fond et les ouvrages de prise d'eau. Ce qui nous conduira à choisir la section de la galerie en fonction des paramètres suivants :

-Une section qui peut évacuer les crues pendant la construction du barrage et assurer la vidange de fond .

-Pour la prise d'eau il est nécessaire de loger 2 conduites (de ϕ 1000 mm chacune). Elle seront embetonnées dans la base de la galerie qui aura la forme d'un fer à cheval .

Le débit max transitant sera $Q = \frac{5,575 \cdot 10^6}{30 \cdot 12 \cdot 3600} = 4,3 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\frac{Q}{2} = 2,15 \text{ m}^3/\text{s} \implies V = \frac{Q}{S} = 2,74 \text{ m/s} \text{ ce qui est acceptable}$$

Remarque : cette galerie sera creusée au pied de la rive gauche dans les calcaires eocènes qu'elle traversera suivant la direction des bancs .

2-2- Calcul de la galerie de dérivation

Hypothèse de calcul

* Dans la conduite l'écoulement est permanent

* La galerie est en charge

Si on applique l'équation de Bernoulli aux 2 sections limites (entrée et sortie de la galerie) nous aurons

$$H_1 + \frac{P_1}{W} + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \frac{P_2}{W} + \frac{V_2^2}{2g} + h_{1-2}$$

.../...

avec H_1 et H_2 : hauteurs de l'eau aux sections (I) et (2)

P_1 et P_2 : pressions atmosphériques ($P_1 = P_2 = 0$)

V_1 et V_2 : ces deux vitesses sont considérées comme nulles car la variation du niveau d'eau est très lente du fait que la surface de l'eau est supposée infiniment grande par rapport au diamètre de la conduite .

$$H_1 = H_2 + h_{1-2} = H_{\text{bat.}} + J.L - R_{\text{bt}}$$

$H_{\text{bat.}}$ = hauteur du batardeau

J = pente géométrique dans l'axe de l'oued (0,01 %)

L = longueur développée dans l'axe de l'oued (342 m)

R_{bt} = revanche du batardeau

H_2 = hauteur d'eau à l'aval

Σh_{1-2} = pertes de charge dans la galerie

$$\Sigma h_{1-2} = \Sigma h_{\text{singulières}} + h_{\text{linéaires}}$$

$$= Y \frac{V^2}{2g} + \frac{f}{D} .L. \frac{V^2}{2g}$$

ΣY : coefficients des pertes de charge à l'entrée, à la sortie et aux coudes

- $y = 1$ à l'entrée

- $y = 0,1$ à la sortie

- dans les coudes on utilise la formule de WEISBACH

$$Y_{\text{coude}} = \frac{X}{90} (0,131 + 1,847 (D/2d)^{3,5})$$

où X : angle intérieur de courbure

d : rayon de courbure

D : diamètre de la conduite

nous avons $d_1 = 150$ m $d_2 = 375$ m

Pour le diamètre nous prenons une valeur d'approche égale à 5 m

$$Y_{\text{coude}} = Y_1 + Y_2$$

$$\Delta H_{\text{sing}} = (Y_1 + Y_2 + Y_{\text{entrée}} + Y_{\text{sortie}}) \frac{V^2}{2g}$$

$$= Y \frac{V^2}{2g} = 1,13 \frac{V^2}{2g}$$

Pour le calcul de f on peut utiliser la formule de NIKURADSE et ce en supposant que le régime est turbulent rugueux (ce qui doit être vérifié par la suite)

.../...

$$f = \left(1,14 - 0,86 L_n \frac{\sum \epsilon}{D_H} \right)^{-2} \quad \begin{array}{l} D_H \text{ diamètre hydraulique (5 m)} \\ \sum \epsilon \text{ rugosité absolue (0,001 m)} \end{array}$$

$$f = 0,01396$$

$$h_{1-2} = Y \frac{V^2}{2g} + \frac{f}{D} L \frac{V^2}{2g} = 2,085 \frac{V^2}{g}$$

A partir de (I) nous aurons

$$22,236 = 0,5 + 2,085 \frac{V^2}{2,9,81}$$

$$V = 14,3 \text{ m/s} \quad \text{vitesse acceptable}$$

Le débit évacué sera :

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

$$Q = 281 \text{ m}^3/\text{s}$$

Vérification du régime

$$\frac{\sum \epsilon}{D_H} = 2,222 \cdot 10^{-4}$$

$$R_e = \frac{VD}{\nu} = \frac{14,3 \cdot 5}{10^{-6}} = 6,26 \cdot 10^6$$

En portant ces valeurs dans l'abaque de Moody on trouve que c'est un régime turbulent rugueux ce qui correspond aux hypothèses considérées .

Remarque : La longueur de cette galerie sera de 340 m avec une pente de 1 % .

X-3 Calcul de la vidange de fond

A la fin de construction la galerie de dérivation sera aménagée en vidange de fond son rôle sera :

- de vider la retenue en cas d'accident
- d'abaisser le niveau d'eau pour rendre possible l'entretien et la réparation des différentes installations .
- de lutter contre l'envasement
- de contrôler le niveau d'eau lors de la première mise en eau du barrage

En Algérie, la durée minimale d'une vidange de fond est de l'ordre de 21 jours pour l'évacuation de vingt à 25 du volume, donc le débit qu'on doit assurer sera :

$$Q = \frac{16,4 \cdot 10^6}{24 \cdot 24 \cdot 3600} = 9,81 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 0,50 \text{ m/s} \quad (D = 5 \text{ m})$$

.../...

X-4- Galerie de controle et d'injection

Cette galerie est indispensable pour un barrage aussi important que celui prévu par Ain Dalia , elle sera munie de rigoles pour le drainage des eaux et d'une chambre de mesures où sera reliés les cables hydrauliques des appareils d'auscultation (tels que piezomètres hydrauliques et pneumatiques, inclinomètres, tasseomètres ...-) . Elle sera aussi utilisée pour d'éventuelles injections en cas de nécessité .

Cette galerie traversera entièrement le barrage et s'enforcera jusqu'aux rives .

X-5- Voile d'étanchéité

La voile d'étanchéité aura pour role d'éliminer les infiltrations d'eau sous la digue qui peuvent être fatales à la digue surtout à cause de l'effet renard et des surpressions sous les ouvrages implantés à l'aval du barrage .

La profondeur du mur projete sera de l'ordre de 45 mètres (sous l'axe de l'oued) , elle atteindra, progressivement, la valeur de 20 m (aux deux rives) .

Chap. - ESTIMATION DU COUT DES OUVRAGES

Le devis estimatif du barrage de Ain Dalia a été calculé en comparaison avec d'autres barrages déjà construits dans la région (notamment celui de Meskiana) et en prenant en considération les spécificités propres au barrage de Ain Dalia .

Il est à noter que le devis comprend toutes les dépenses afférentes à l'exécution du barrage et son équipement électromécanique à l'exclusion :

- des frais d'essais et de reconnaissances
- de rétablissement des voies de communication éventuelles
- des frais d'expropriation
- de la conduite d'adduction à l'aval du barrage

AIN DALIA - ESTIMATION DU COUT DES OUVRAGES (prix en DA

Désignation	Unité	P.U. DA	QUANTITE	MONTANT D A
I . DIGUE				
I.1. Décapage	m ²	30	62.000	I.860.000
I.2. Excavation :				
a) terrain meuble	m ³	27	330.000	8.910.000
b) terrain rippable	m ³	40	I98.000	7.920.000
c) rocher	m ³	65	I32.000	8.580,000
I.3. Remblais :				
a) noyau	m ³	35	628.000	2I.980.000
b) filtre	m ³	90	220.000	I9.800.000
c) enrochement	m ³	50	64I.000	32.050.000
d) enrochement - fouille évacuateur	m ³	25	I00.000	2.500.000
e) rip-rap	m ³	I05	47.000	4.935.000
I.4. Injection :	ml	800	22.000	I7.600.000
		Sous-Total		I26.I35.000

.../...

Désignation	Unité	P.U. DA	Quantité	Montant DA
2. GALERIE D'INJECTION				
2.1. Béton	m ³	1.500	2.145	3.217.500
2.2. Coffrage :				
a) plan	m ²	350	3.900	1.365.000
b) courbe	m ²	430	1.365	586.950
2.3. Armatures	t	1.300	234	3.042.000
Sous-Total				1 8.211.450

3. TOUR DE PRISE D'EAU				
3.1. Excavation à l'air libre :				
a) en terrain meuble	m ³	30	3.000	90.000
b) en terrain rippable	m ³	60	2.000	120.000
c) en rocher	m ³	100	2.000	200.000
3.2. Excavation en souterrain :				
a) en puits	m ³	1.200	2.700	3.240.000
b) en galeries	m ³	800	950	760.000
c) surexavation pour batardeau	m ³	2.000	160	320.000
3.3. Etagage métallique :	t	16.000	105	1.680.000
3.4. Béton :				
a) béton de remplissage	m ³	1.500	300	450.000
b) béton de structure	m ³	1.500	3.950	5.925.000
c) béton de la passerelle	m ³	1.500	580	870.000
3.5. Coffrage :				
a) plans	m ²	410	2.800	1.148.000
b) courbes	m ²	500	3.600	1.800.000
3.6. Armatures :	t	13.000	360	4.680.000
Sous-Total				21.283.000

.../...

Désignation	Unité	P.U. DA	Quantité	Montant DA
4. GALERIE DE RACCORDEMENT A LA DERIVATION				
4.1. Excavation en souterrain :	m ³	800	1.410	1.128.000
4.2. Etayage métallique :	t	16.000	35	560.000
4.3. Béton :	m ³	1.400	560	784.000
4.4. Coffrage :	m ²	400	710	284.000
4.5. Injections :				
a) ciment	t	850	75	63.750
b) mise en oeuvre	h	500	70	35.000
4.6. Raccordement à la dérivation provisoire :				1.000.000
Sous-Total				3.854.750

5. EVACUATEUR DE CRUES				
5.1. Décapage :	m ²	30	7.000	210.000
5.2. Excavation :				
a) en terrain ripposable	m ³	40	74.608	2.984.320
b) en rocher	m ³	65	298.040	19.372.600
5.3. Béton de propreté :	m ²	225	9.500	2.137.500
5.4. Béton de structure :	m ³	1.500	20.235	30.352.500
5.5. Coffrages :				
a) plans ordinaires	m ²	410	2.629	1.077.890
b) plans lisses	m ²	520	2.331	1.212.120
c) courbes ordinaires	m ²	512	1.463	749.060
d) courbes lisses	m ²	650	1.297	843.050
5.6. Armatures :	t	13.000	1.016	13.208.000
5.7. Remblais :	m ³	65	4.500	292.500
Sous-Total				72.439.540

.../...

Désignation	Unité	P.U. DA	Quantite	Montant DA
6. GALERIE DE DERIVATION				
6.1. Excavation :				
a) en terrain meuble	m ³	30	13.120	393.600
b) en terrain rippable	m ³	60	9.370	562.200
c) en rocher	m ³	100	2.340	234.000
d) en galerie	m ³	800	9.850	7.880,000
6.2. Remblais	m ³	60	3.740	224.400
6.3. Etayage métallique	t	16.000	240	3.840.000
6.4. Injection :				
a) ciment	t	850	515	437.750
b) mise en oeuvre	h	500	465	232.500
6.5. Béton :				
a) en galerie	m ³	1.400	3.930	5.502.000
b) à l'air libre	m ³	1.500	465	697.500
6.6. Coffrage :				
a) en galerie	m ²	400	4.950	1.980.000
b) à l'air libre	m ²	520	925	481.000
6.7. Armatures :	t	13.000	20	260.000
Sous-Total				22.724.950

7. DERIVATION - BASSIN AMORTISSEUR				
7.1. Excavation :				
a) en terrain meuble	m ³	30	12.000	360.000
b) en terrain rippable	m ³	60	6.000	360.000
c) en rocher	m ³	100	4.000	400.000
7.2. Remblais :	m ³	65	5.000	325.000
7.3. Béton :	m ³	1.500	3.500	5.250.000
7.4. Coffrage plan :	t	410	2.400	984.000
7.5. Armatures :	t	160	160	2.080.000
Sous-Total				9.759.000

.../...

Désignation	Unité	P.U. DA	Quantité	Montant DA
8. EQUIPEMENT ELECTROMECHANIQUE Y COMPRIS TABLIER, PASSERELLE METALLIQUE ET CONDUITES EMBETONNEES				20.000.000
Sous-Total				20.000.000
9. POSTES NON COMPTABILISES ET DIVERS IMPREVUS (20 %)				56.231.000
Sous-Total				56.231.000
TOTAL GENERAL				340.638.690

Ce cout est nettement inferieur que celui d'ouvrages similaires
recentement adjudges en Algérie , ayant la même hauteur.



-oO&Oo- CONCLUSION -oO&Oo-

La première conclusion qu'on peut tirer c'est que la faisabilité du barrage de Ain Dalia sur l'oued Medjerda est techniquement réalisable et ce en prenant en considération les conditions naturelles (études hydrologiques, géologiques et topographiques concernant le site), surtout que les matériaux nécessaires (enrochements et argile essentiellement) à la réalisation du barrage sont largement disponibles au niveau de celui-ci même, ce qui est avantageux du point de vue économique d'autant plus que le volume même du barrage est inférieur à ceux déjà réalisés et ayant la même hauteur étant donné que j'ai pris des pentes allant jusqu'à 1:1,8 et ce du fait de l'utilisation de la méthode de BISHOP ce qui n'est pas possible si j'avais utilisé la méthode de FELLENIUS (pratiquement la seule utilisée jusqu'à présent dans les thèses précédentes).

Une fois le projet réalisé, le régime hydrologique de l'oued sera considérablement modifié et il serait indispensable de faire un contrôle continu et approfondi de la digue et des ouvrages annexes (fonctionnement des appareils d'auscultation, contrôle des débits de fuite, colmatage des fissures, etc...).

Enfin on doit prévoir une lutte efficace et planifiée contre l'érosion (relativement grande dans le site) et ce qui peut en découler, essentiellement la diminution de la capacité utile de la retenue.

ANNEXE BIBLIOGRAPHIQUE

- 1) SOGETHA - SOGREAH : Etude générale des aires d'irrigation et d'assainissement agricole en Algérie .
- 2) TIXERONT : Taux d'abrasion et teneur en suspension des cours d'eau d'Algérie et de Tunisie .
- 3) ROCHE : Hydrologie de Surface .
- 4) DUBREUIL ; Initiation à l'hydrologie analytique
- 5) MALLET - PACQUANT : Barrage en terre
- 6) E. BELEKONEV : Barrages en matériaux locaux
- 7) G. SCHNEBELLI : Hydraulique souterraine
- 8) G. LAPRAY : Théorie de la longueur fluidodynamique
- 9) J. COSTET - G. SANGLERAT : Cours Pratique de mécanique des sols
- 10) G. PHILIPPONNAT : Fondations et ouvrages en terre



CARTE GEOLOGIQUE

ECH. 1/1000

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للمياه والري
المعهد الوطني للجيولوجيا

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
الوزارة الوطنية للمياه والري
المعهد الوطني للجيولوجيا

CARTE GEOLOGIQUE
DU SITE

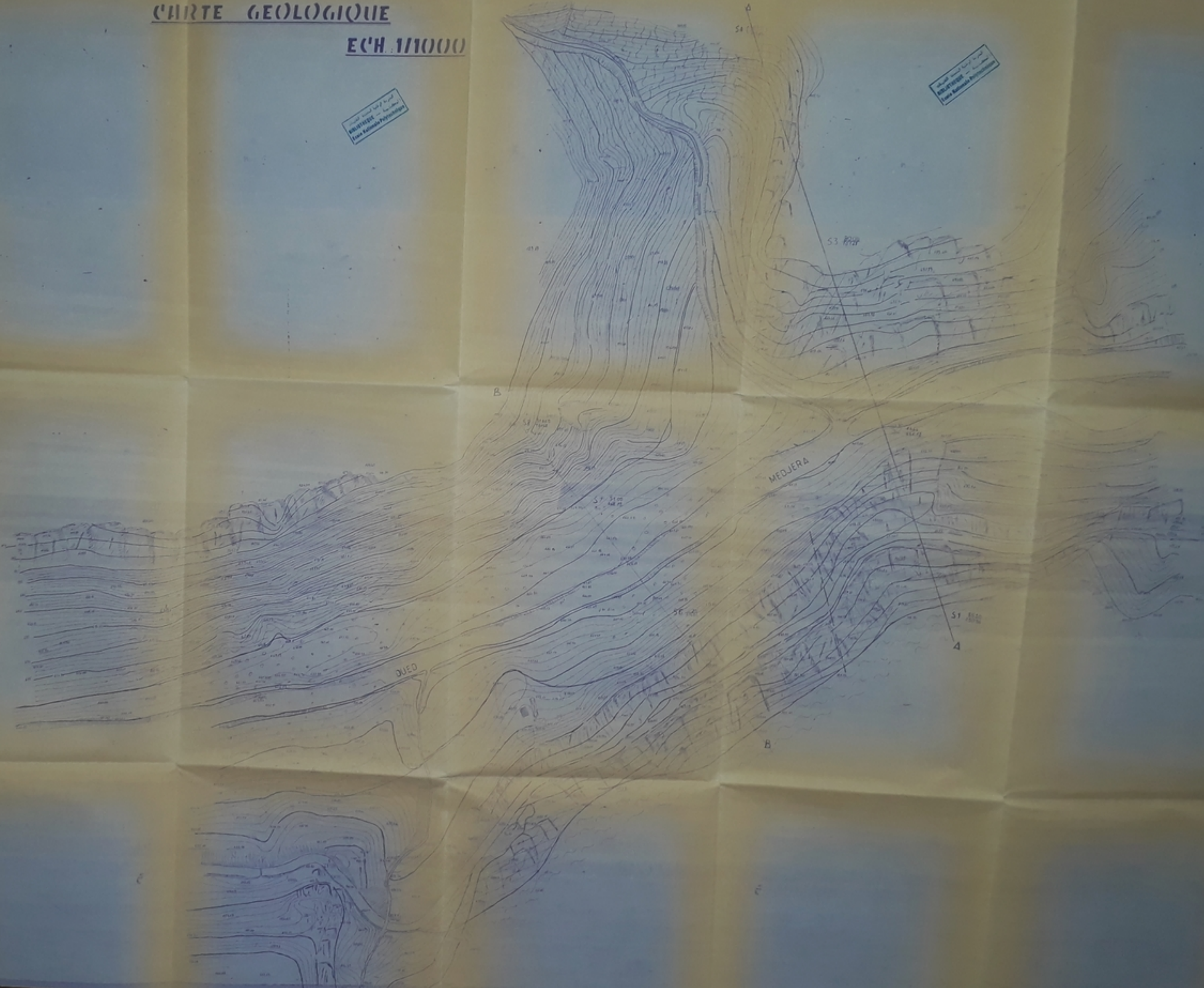
1/1000

LEGENDE

PM 03+36

- 1 -

- Aloum (cailloux)
- Terrace
- Sols rouges
- Sols noirs
- Marnes
- Unités stratigraphiques
- Fautes
- Fautes normales
- Coups de pannes
- Synclinal (S)



Ministère de l'Enseignement Supérieur & de la
Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

DÉPARTEMENT HYDRAULIQUE

ÉTUDE PAR FARDJAOUI Ahmed

ENCADRE PAR M^{lle} ZERFA F.Z

المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET de FIN d'ÉTUDE

ÉTUDE DE VIABILITÉ DU BARRAGE DE AIN-DALIA

sur l'Oued Medjerda



COUPES GEOLOGIQUES

PROMOTION JUIN 1986

ÉCHELLE
1/1000

PLANCHE
2

LEGENDE

034 86

-2-

- EBOULIS DE PERTE

- ALLUVIONS

- MARNES

- GRÈS

- SABLE FAIBLEMENT CONSOLÉS

- ZONES INTERMÉDIAIRES DE
MARNES ET DE GRÈS

- CALCAIRES

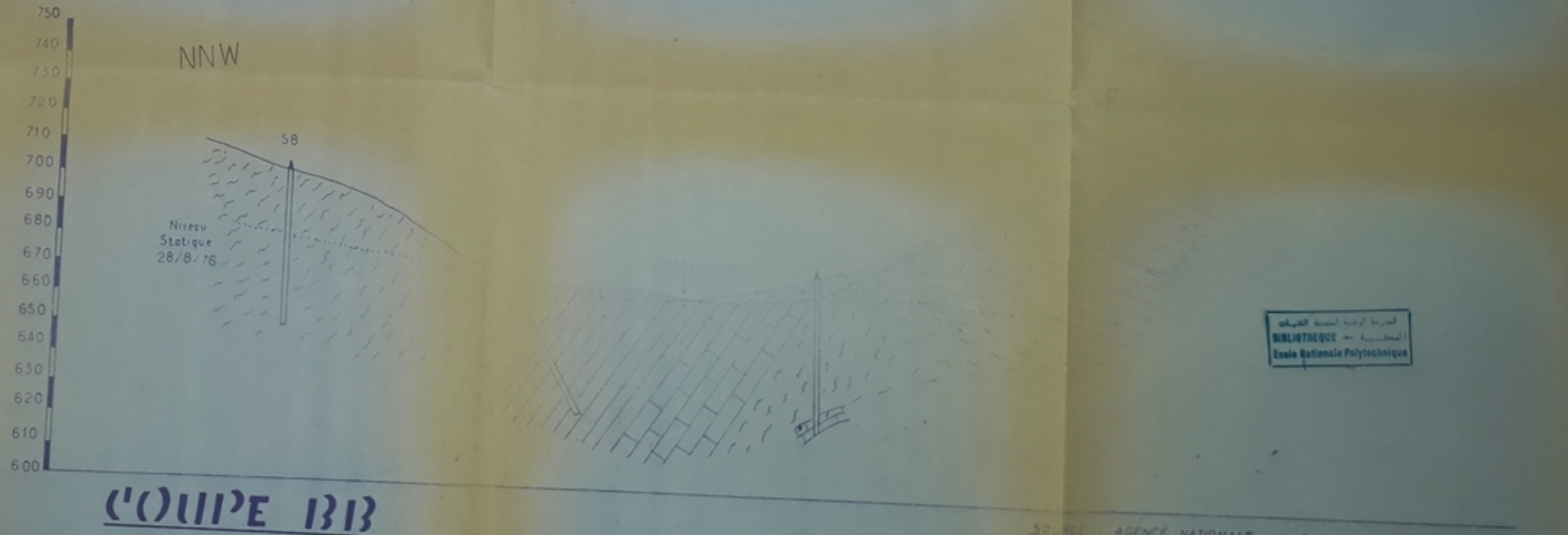
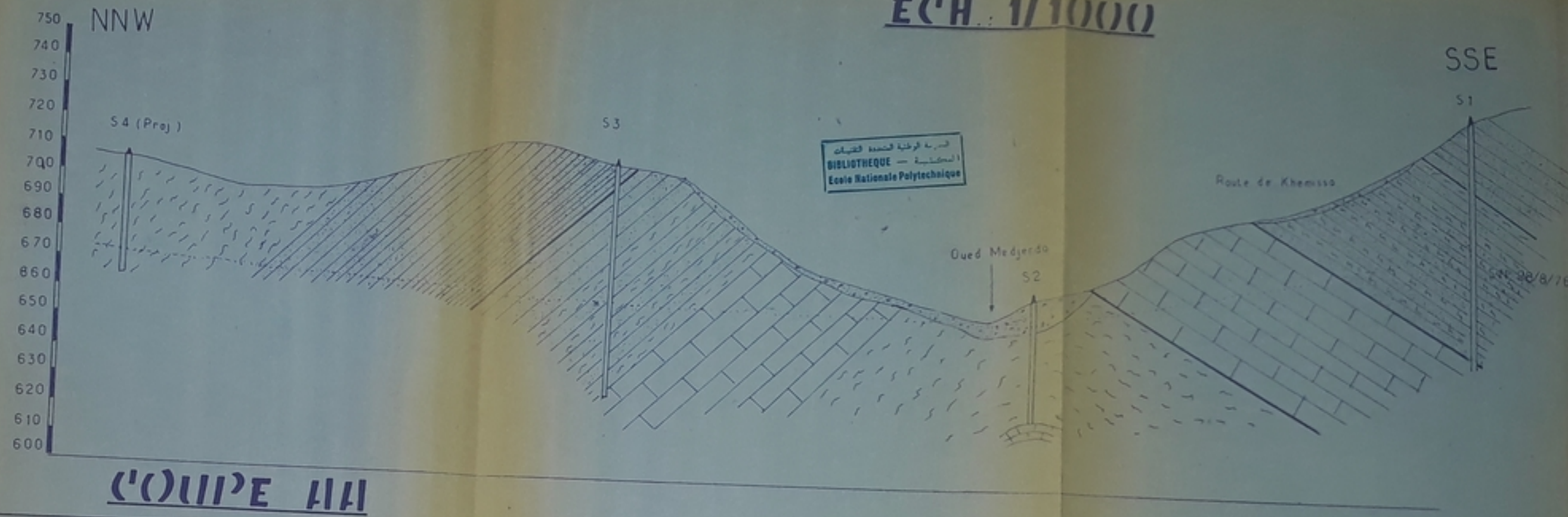
- LIMITES STATIGRAPHIQUES
SUPPOSÉES

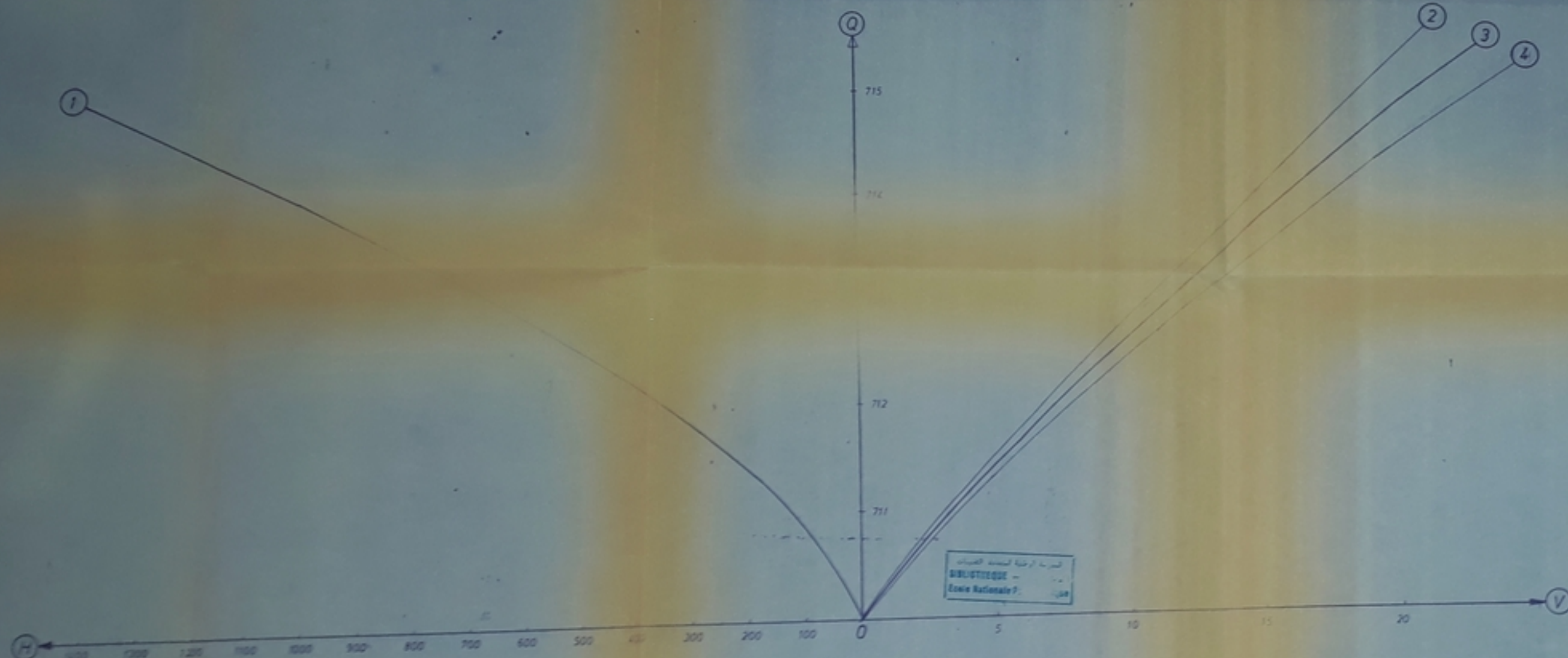
▲ S.1 - SONDAGE

المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHÈQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

'COUPES' GEOLOGIQUES

ECH. 1/1000





LAMINAGE DE CRUE

- ① $Q = f(H)$
- ② $V - \Delta V/2 = f(H)$
- ③ $V = f(H)$
- ④ $V + \Delta V/2 = f(H)$

ECHELLES :

Q : 1cm → 0,25 m

V : 1cm → 1,25 Hm³

H : 1cm → 50 m³/s

RESULTAT FINAL :

Hd = 2,7 m PH 03486
 Qd = 555 m³/s -3-

Ministere de l'Enseignement Supérieur & de la
 Recherche Scientifique
 Ecole Nationale Polytechnique
 DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

ETUDIANT : FAROUQUE Ahmed
 M. ZERFA F Z

PROJET de FIN d'ETUDE

ETUDE DE LAMINAGE DE CRUE EN AMONT D'UN
 SAUT D'EAU



LAMINAGE DE CRUE

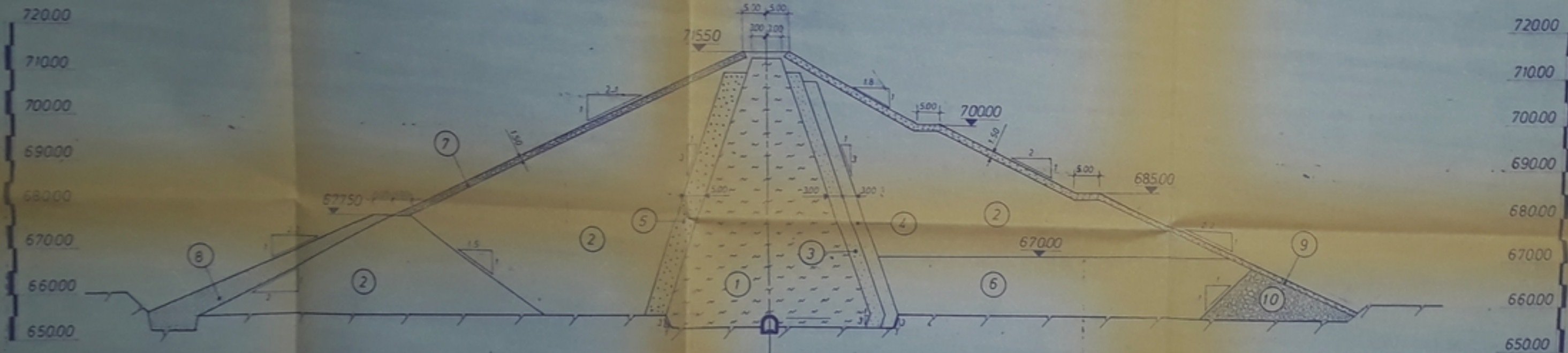
JAN 1986

-/- 3

COUPE TRANSVERSALE TYPE

ECH. 1/500

المعهد الوطني للدراسات والبحوث
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

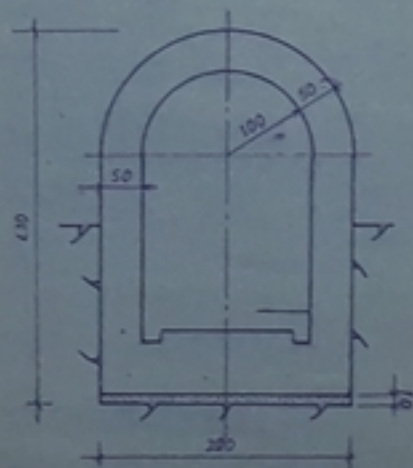


PH 03486
-A-

- 1) NOYAU ETANCHE
- 2) ENRICHISSEMENTS
- 3) FILTRE
- 4) DRAIN
- 5) ZONE DE TRANSITION AMONT
- 6) ZONE DE TRANSITION AVANT AVAL DRAINANTE
- 7) R.P. - RAP
- 8) SILT
- 9) ENRICHISSEMENTS AVANT
- 10) DRAINANTS PIED AVANT

المعهد الوطني للدراسات والبحوث
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للدراسات والبحوث
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique



المعهد الوطني للدراسات والبحوث
Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

Enseignant: BARDJADJ Ahmed

Étudiant: M. ZERFA F.Z

PROJET de FIN d'ETUDE

Travaux de fin d'étude de l'élève M. ZERFA F.Z



COUPE TRANSVERSALE TYPE	1/500	4
----------------------------	-------	---

COUPE LONGITUDINALE DU BARRAGE

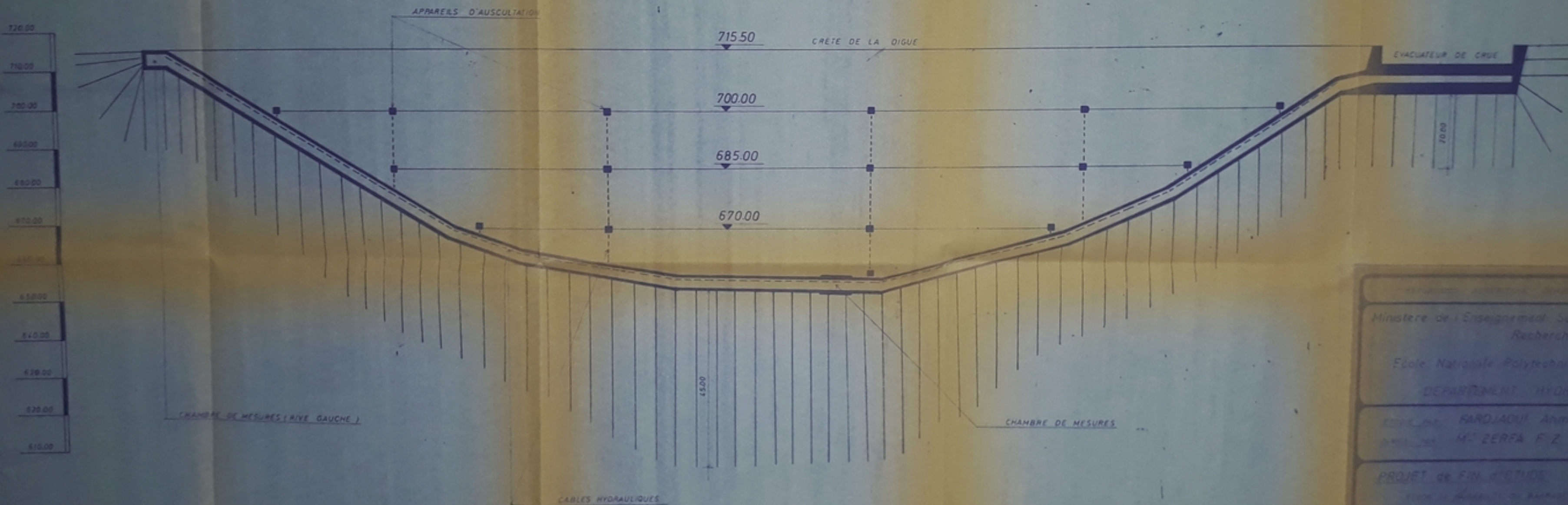
ECH. 1/500

الجامعة الوطنية لتكنولوجيا
الهندسة - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique

الجامعة الوطنية لتكنولوجيا
الهندسة - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique

RIVE GAUCHE

RIVE DROITE



PH 03486
5-

الجامعة الوطنية لتكنولوجيا
الهندسة - المكننة
Ecole Nationale Polytechnique

Ministere de l'Enseignement Supérieur & de la
Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE

ETUDE DE M. FARJADJI Ahmed
PAR M. M. ZERFA F. Z.

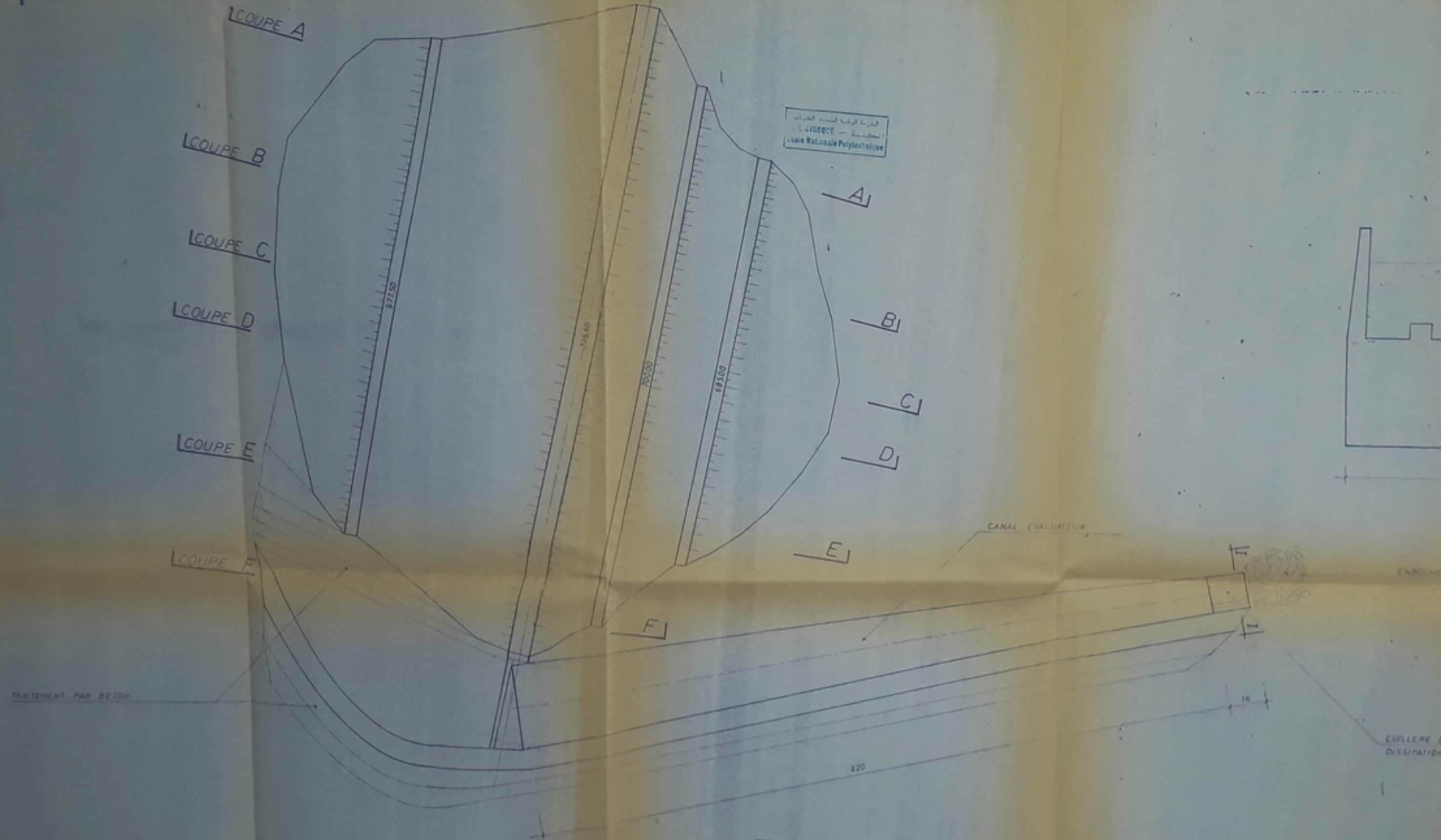
PROJET de FIN d'ETUDE
ETUDE de PROJET de BARRAGE de ALGERIA



DATE: JUN 1986
COUPE LONGITUDINALE
DU BARRAGE
ECH. 1/500
5

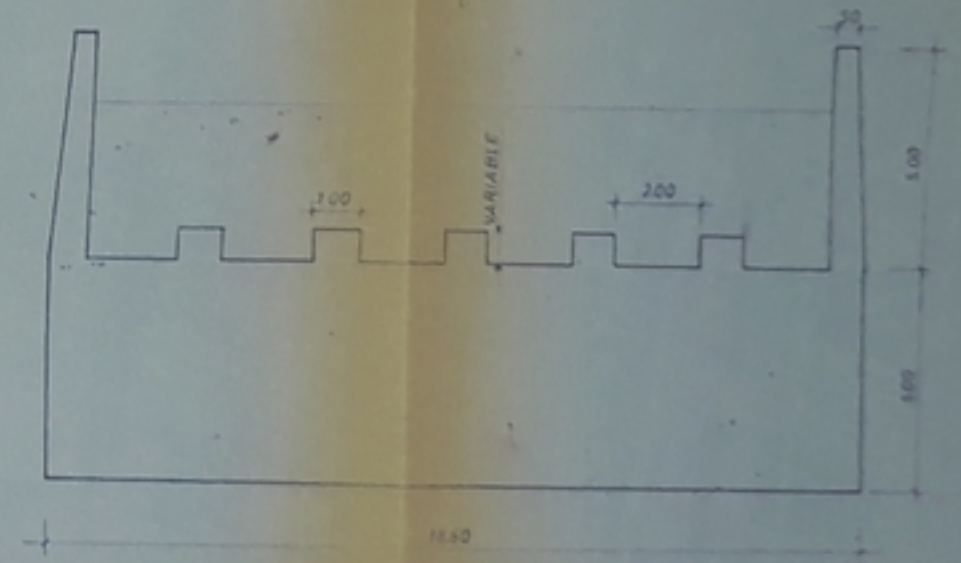
BARRAGE-VUE EN PLAN

ECH. 1/1000



COUPE II

ECH. 1/100



المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PH 034 86
-6-

Ministere de l'Enseignement Supérieur & de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
DEPARTEMENT D'HYDRAULIQUE

ETUDE DE FARDAGE Abouel
SUDAN NO ZERIA F.2

PROJET DE FIN D'ETUDE

BARRAGE
VUE EN PLAN

1/1000

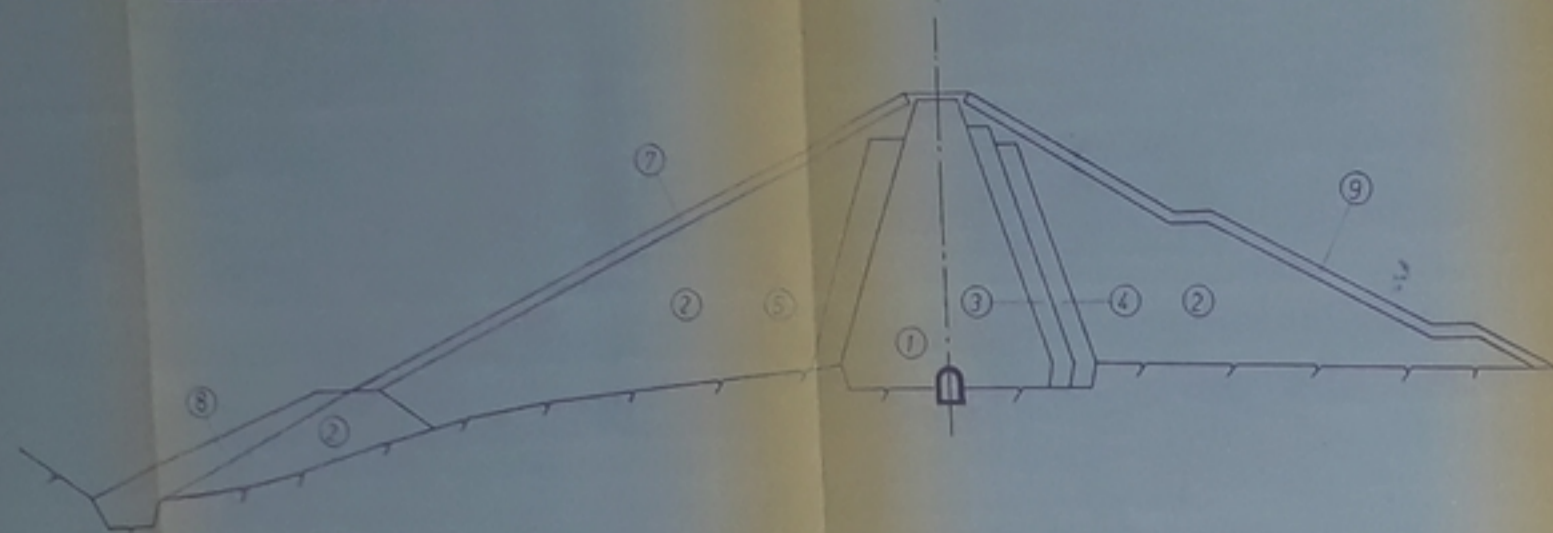
6

'COUPES' TRANSVERSALES

ECH. 1/500

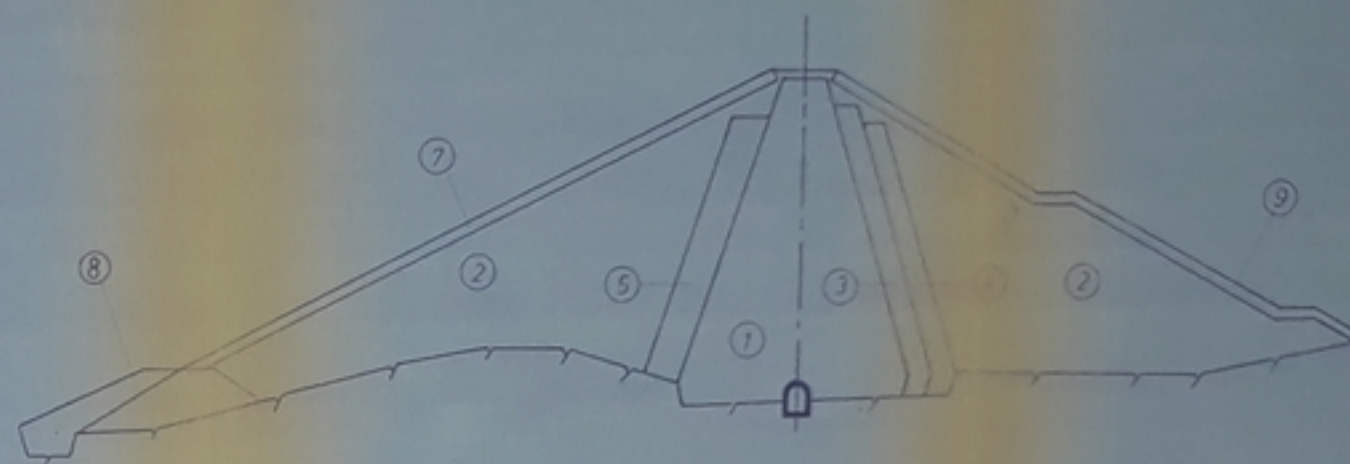
'COUPE AA

720.00
710.00
700.00
690.00
680.00
670.00
660.00
650.00



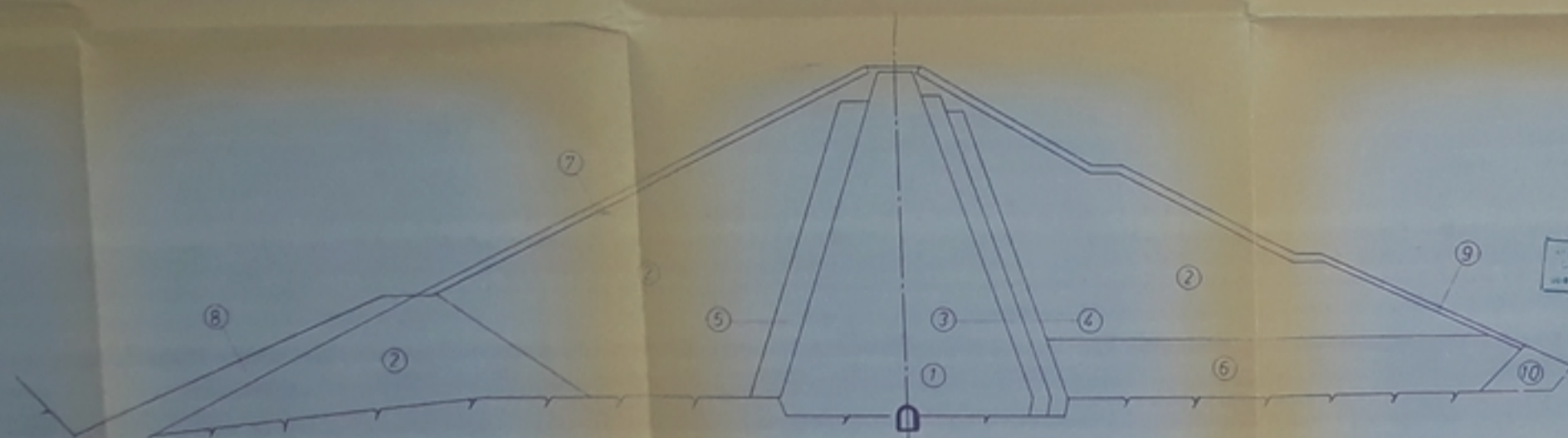
720.00
710.00
700.00
690.00
680.00
670.00
660.00
650.00

'COUPE EE



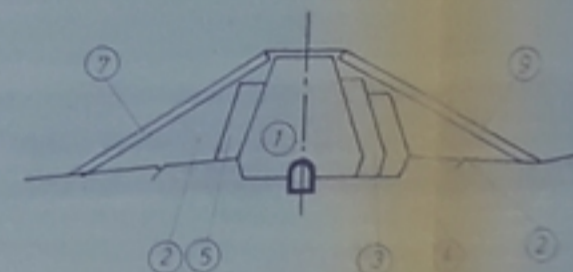
'COUPE BB

720.00
710.00
700.00
690.00
680.00
670.00
660.00
650.00



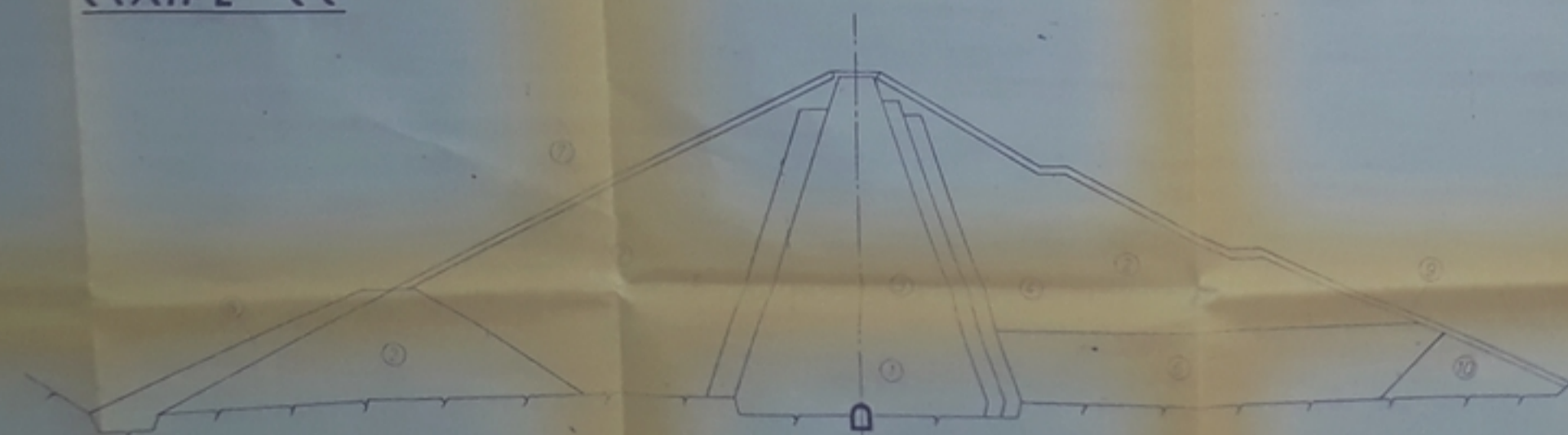
720.00
710.00
700.00
690.00
680.00

'COUPE FF



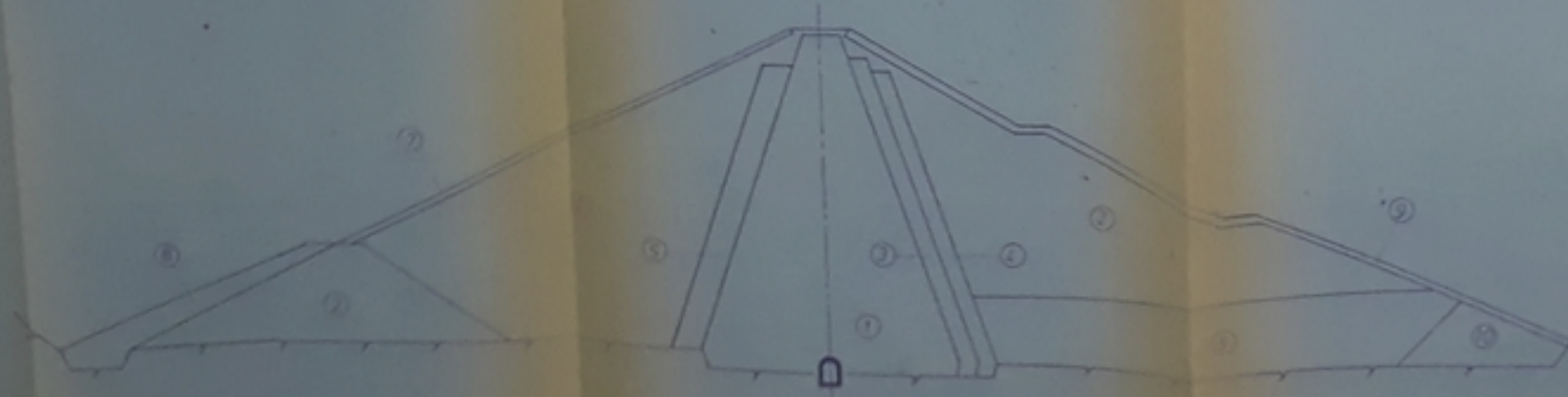
'COUPE CC

720.00
710.00
700.00
690.00
680.00
670.00
660.00
650.00



'COUPE DD

720.00
710.00
700.00
690.00
680.00
670.00
660.00
650.00



- ① NOUVEAU ETANCHE
- ② EMBASEMENTS
- ③ FILTRE
- ④ DRAIN
- ⑤ ZONE DE TRANSITION AMONT
- ⑥ ZONE DE TRANSITION AVANT
- ⑦ RIVELAP
- ⑧ SOL
- ⑨ ENRICHISSEMENT AVAL
- ⑩ DRAINAGE PIED AMONT

PH. 3486
-7-

PROJET DE CONSTRUCTION
D'UN BARRAGE EN ALU-MINUM
A LA BARRAGE F.2
PAR M. EL-MERZOUKI

COUPES TRANSVERSALES

1/500

7

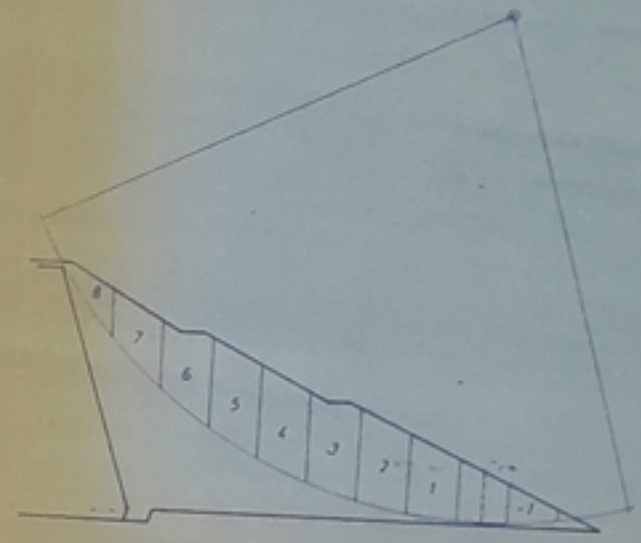
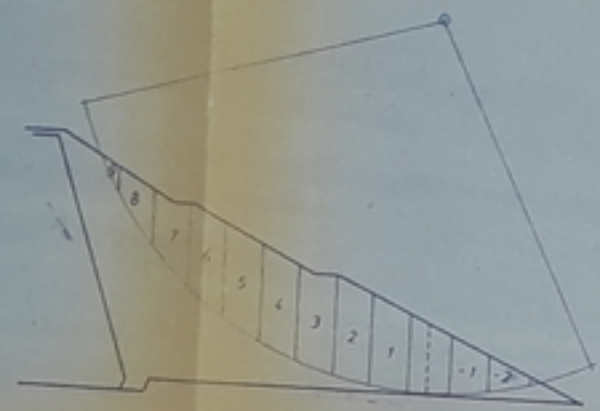
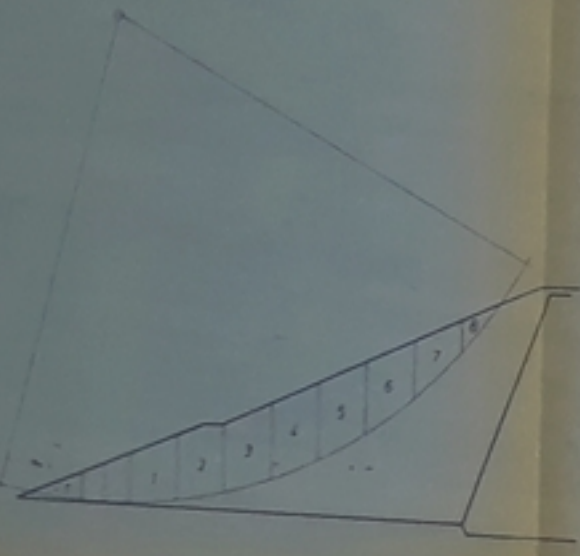
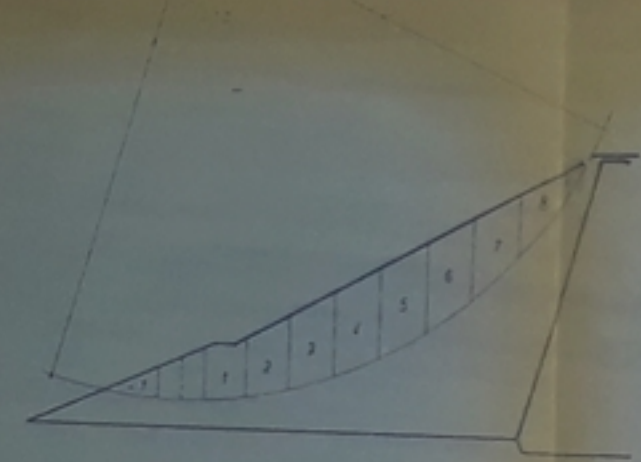
ETUDE DE STABILITE

ECH. 1/1000

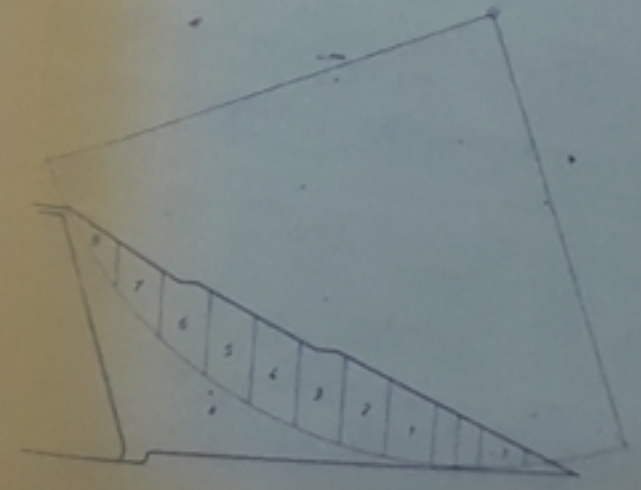
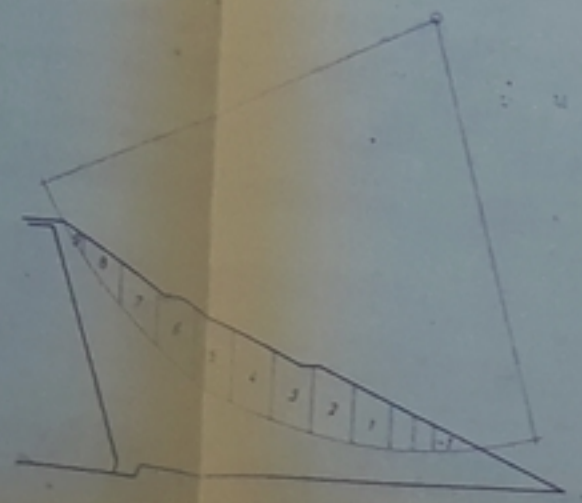
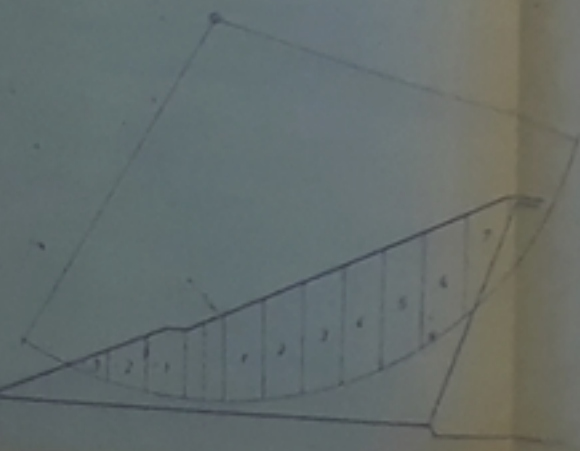
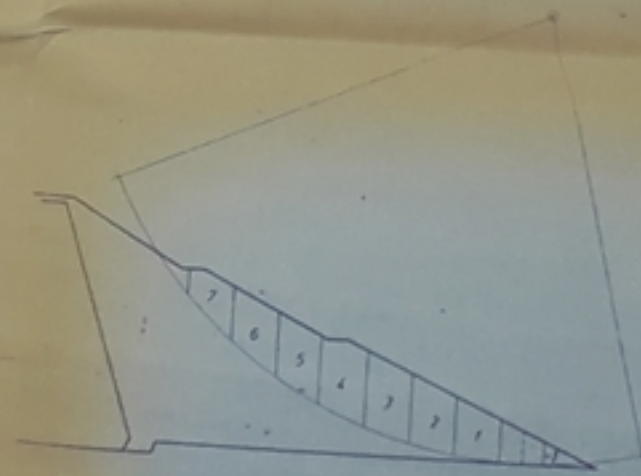
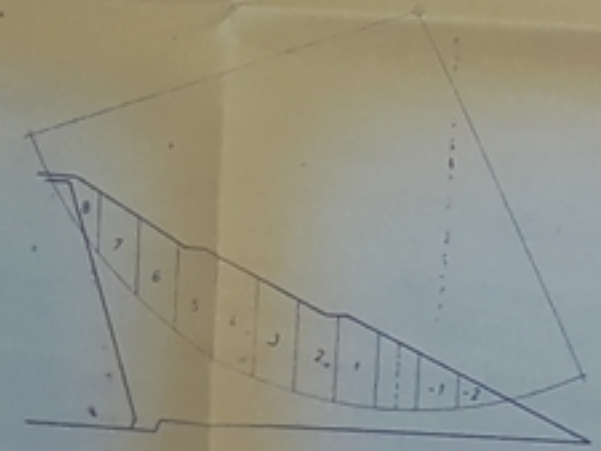
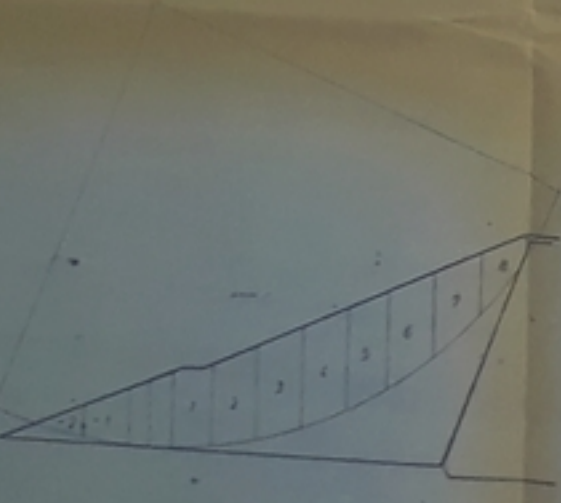
المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique



RAYONS	TALUS AMONT				TALUS AVAL			TALUS AVAL		
	PENTE RAPIDE				FIN DE CONSTRUCTION			FONCTIONNEMENT NORMAL		
AVEC SEISME	80	112	116	120	90	100	106	110	115	120
SANS SEISME	1.09	1.05	1.02	1.05	1.71	1.85	1.92	1.94	1.87	1.95
	1.77	1.71	1.68	1.74	2.57	2.40	2.18	2.21	2.37	2.25



PH034 86
-8-

Ministère de l'Enseignement Supérieur & de la Recherche Scientifique
Ecole Nationale Polytechnique
DÉPARTEMENT DE CHIMIE
TALUS M. FAROUK Ahmed
M. ZERFA R.Z.
PROJET de FIN d'ETUDE
JUN 1966
ETUDE DE STABILITE
1/1000
8

Logo of the National Institute of Scientific Research and Technical Studies

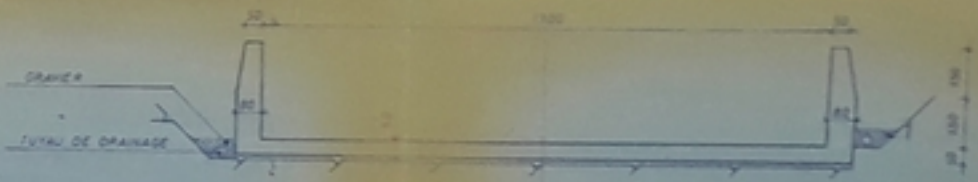
Logo of the National Institute of Scientific Research and Technical Studies

Logo of the National Institute of Scientific Research and Technical Studies

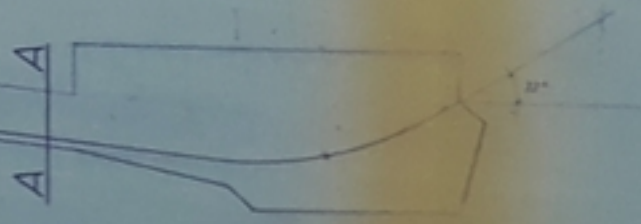
03-86

-3-

CANAL EVACUATEUR
COUPE LONGITUDINALE
ECH. 1/200



COUPE AA
ECH. 1/100

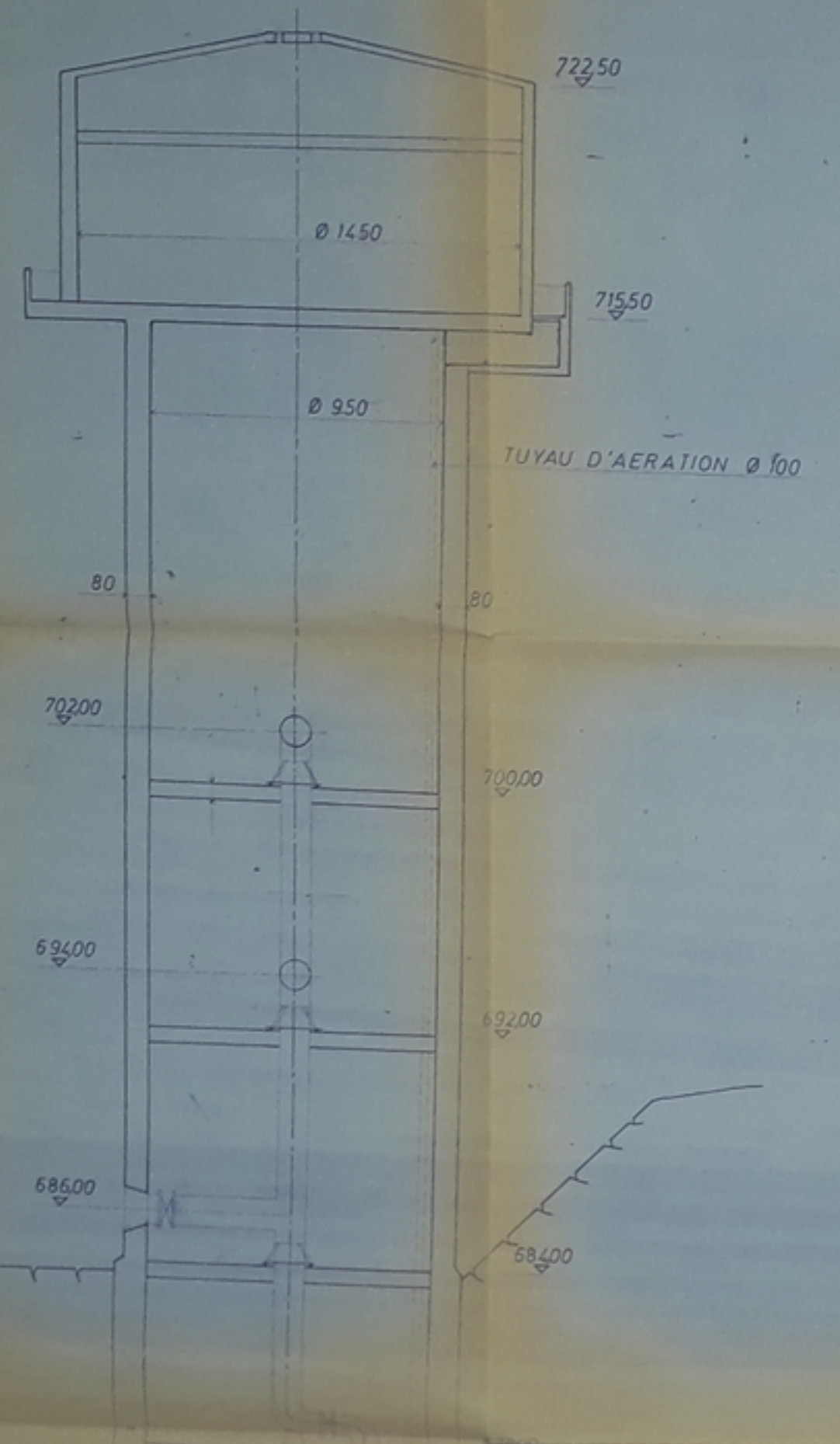


Logo of the National Institute of Scientific Research and Technical Studies

MINISTRE DE L'INDUSTRIE, DU COMMERCE ET DE L'ENERGIE Direction Nationale des Travaux Publics		
PROJET DE CONSTRUCTION CANAL EVACUATEUR		
ETUDE DE PROJET COUPE LONGITUDINALE		
CANAL EVACUATEUR COUPE LONGITUDINALE	1/200	9

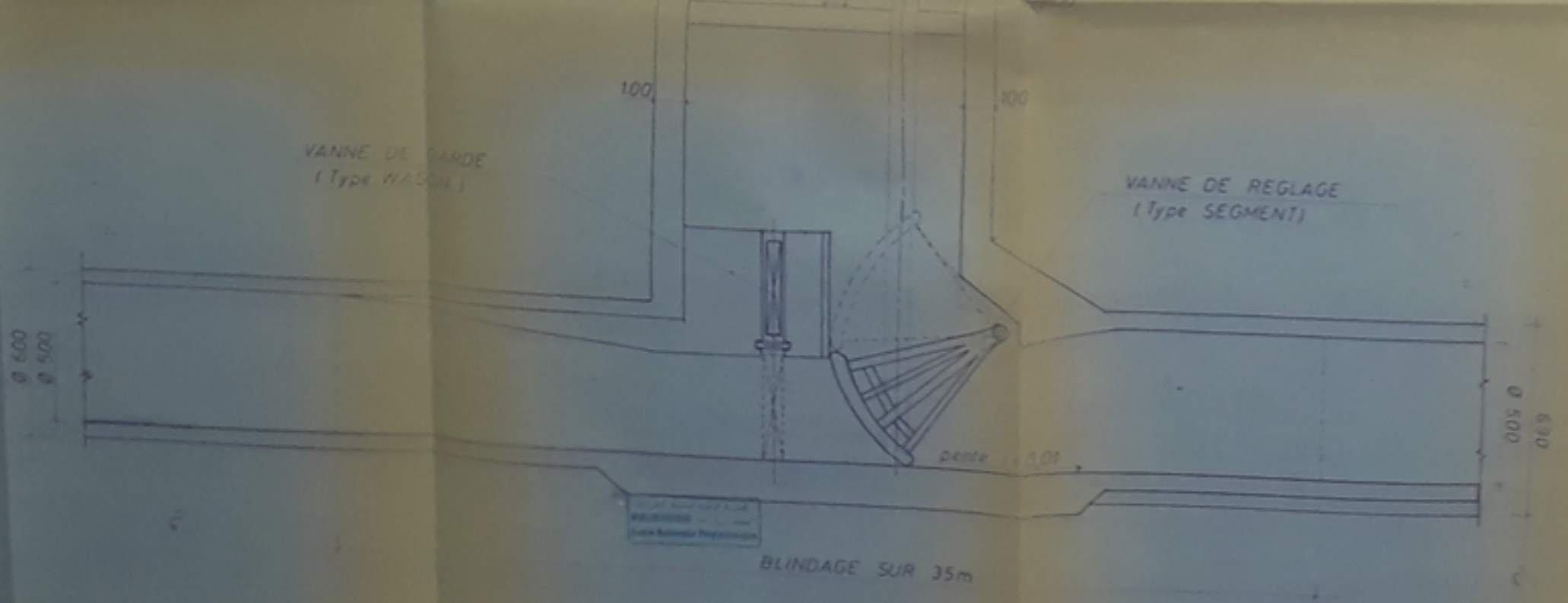
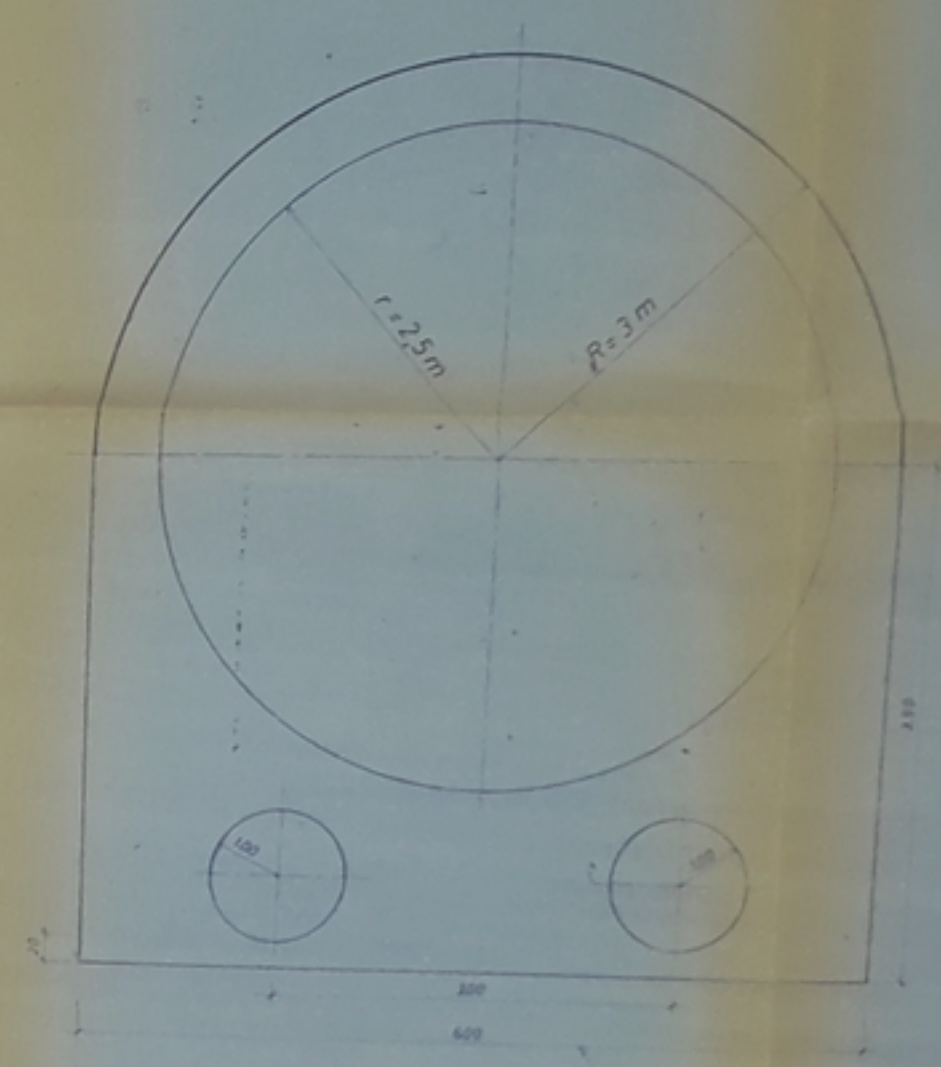
TOUR DE PRISE D'EAU
(COUPE LONGITUDINALE)

ECH: 1/100



D.P. - VIDANGE

ECH: 1/30



PH 03476
10

Service de l'Équipement, Logement & Travaux Direction Régionale de l'Équipement 100, rue de la République 92000 Nanterre - France	
PROJET DE TRAVAUX Construction d'une tour de prise d'eau (voir plan de situation)	
Date de l'étude: 1970 N° de plan: 10	
Tour de prise d'eau Echelle: 1/100 1/30	10

