24/80

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«*»

وزارة التعليم والبحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

«*»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

«*»

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR L'OUED KEBIR - EST (ANNABA)

2ex

7PLANCHES

Proposé par :

A. N. B.

Etudié par :

ADJAOUT O.

BOUCHENNA K.

Dirigé par :

MOULOUDI Y.

PROMOTION : JUIN 1986

E.N.P. 10 , Avenue Hacen Badi — EL-HARRACH - ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

«*»

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

«*»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

«*»

DEPARTEMENT GENIE HYDRAULIQUE

PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du Diplôme d'Ingénieur d'Etat)

SUJET

ETUDE DE FAISABILITE D'UN BARRAGE SUR L'OUED KEBIR - EST (ANNABA)

Proposé par :
A. N. B.

Etudié par :
ADJAOUT O.
BOUCHENNA K.

Dirigé par :
MOULOUDI Y.

PROMOTION : JUIN 1986

E.N.P. 10 , Avenue Hacen Badi — EL-HARRACH - ALGER

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Remerciements

Nous remercions:

- Tous les professeurs et responsables ayant contribué à notre formation.
- Notre promoteur Mr MOULOUDI Yahia qui a bien voulu assurer la direction de cette étude.
- Mr AZZOUG Tayeb pour ces précieuses aides et conseils

----------oOo----------

Dédicaces

- A ma mère qui tant attendu ce jour
- A mon père pour son aide morale et matérielle
- A mes frères et soeurs
- A mes cousins Mohamed et Rachid

Je dédie ce modeste travail

BOUCHENNA Kamel

Je dédie ce travail :

- A mes parents pour leurs soutiens et encouragements
- A mes frères et soeurs
- A tout mes amis

ADJAOUT Omar

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

TABLE DE MATIERES

INTRODUCTION

I. Etude hydrologique..... 1

Informations sur l'hydrologie et l'hydraulique..... 1

II. ETUDE GEOLOGIQUE..... 42

A. Cadre général..... 42

B. Informations concernant les conditions géotechniques des fondations..... 45

C. Informations concernant les matériaux de construction..... 48

III. ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE..... 51

1. Choix du type de barrage..... 51

2. Dimensionnement de la digue..... 51

3. Percolation..... 56

4. Stabilité des talus..... 63

IV. OUVRAGES ANNEXES..... 72

1. Dérivation provisoire..... 72

2. Evaluation de crue..... 72

3. Canal évacuateur..... 78

4. Vidange de fond..... 83

5. Prise d'eau..... 84

• Estimation du volume des materiaux..... 84

CONCLUSION

PLANCHES

N° 1 Carte géologique du site

2 Coupe type du barrage

3. Vue en plan du barrage

4. Coupes transversales

5. Profil longitudinal de l'évacuateur de crues

6 Tour de prise

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

INTRODUCTION

Ce projet de fin d'étude est consacré à l'étude de faisabilité du barrage Mexenna el-Afia (Annaba), de son dimensionnement et de ses ouvrages annexes.

Cet ouvrage a pour but l'ecrêtement des crues, qui sont importante dans la région d'Annaba et fera face aux besoins de la région.

La structure de la digue est du type (mixte) terre-enrochement avec noyau central étanche (argile). Cette structure s'est avérée plus économique vue la disponibilité de tous les matériaux nécéssaires (argiles, graviers, sables, enrochements), et aussi mieux adaptée vue les conditions géologiques. Elle offre une sécurité optimale, aussi bien en exercice qu'en cas de sollicitations sismiques exceptionnelles.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

I. INFORMATION SUR L'HYDROLOGIE ET L'HYDRAULIQUE

I.1. Bassin versant

a. Situation et relief

Le site du barrage de Mexenna El-AFIA se trouve sur l'oued Kebir - Est à l'endroit connu comme la gorge de Mexenna à 2,5 km environ en amont du point sur la R.N. 44 soit à 70 km de la ville d'Annaba.

Le bassin versant correspondant au site du barrage à une superficie de 651 km^2. L'altitude maximale est de 1 202 mètres et l'altitude minimale est de 31 mètres.

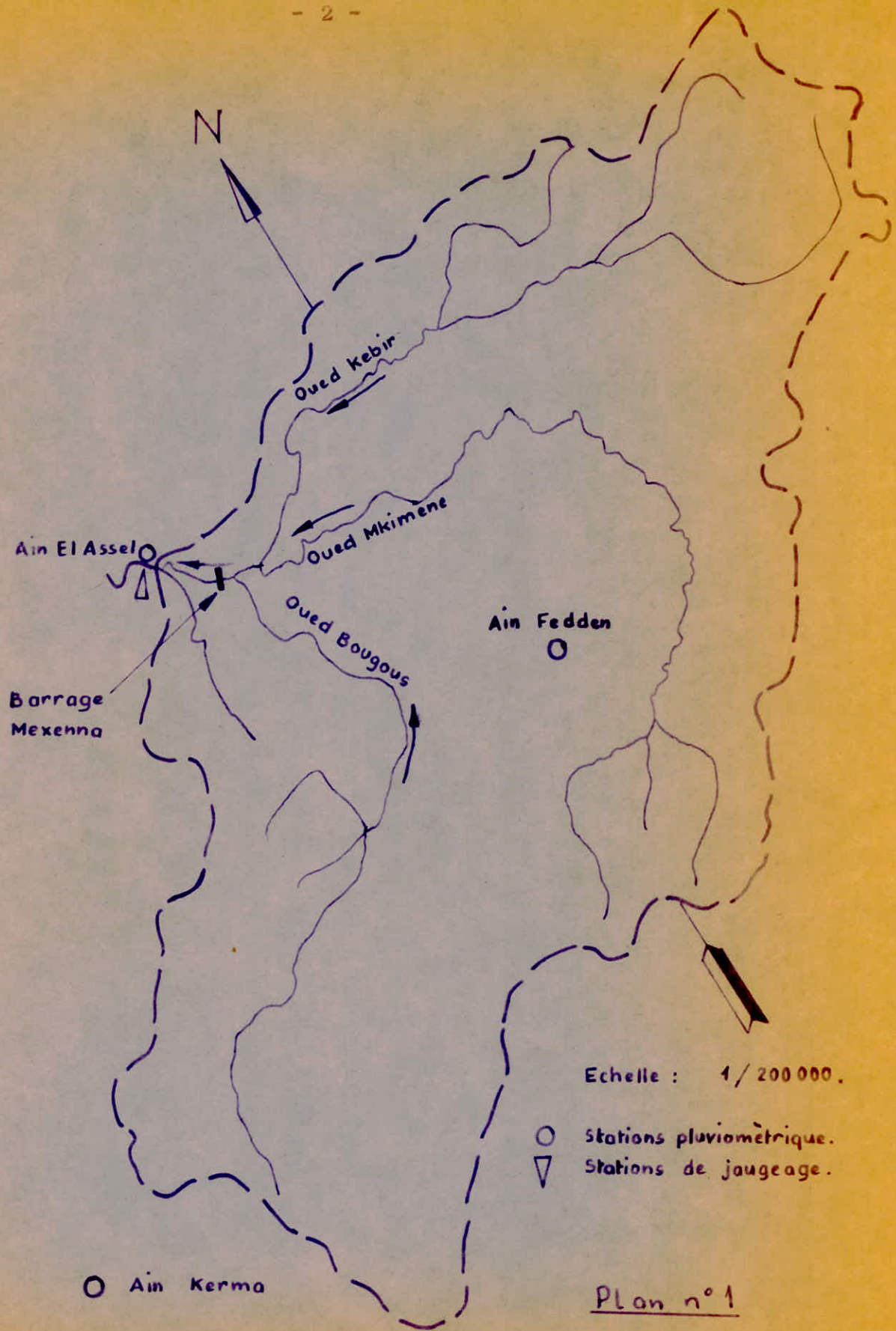
Le plan de situation du bassin versant (Plan 1) sur laquelle on peut observer le réseau hydrographique formé par l'oued Kebir - Est et ses deux affluents les oueds BALLAUTA et BOUGOUS. Le site du barrage se trouve à l'aval immédiat du confluent.

Le bassin versant est équipé de trois stations pluviométriques AIN FEDDEN, AIN EL ASSEL et ROUM EL SOUK, mais seuls les enregistrements de la première (1910/11 - 1937/38) sont utilisables étant donné la courte durée d'observations des deux autres stations. En plus des données de la station d'AIN FEDDEN, les données recueillies aux stations voisines d'AIN RERMA et d'EL KALA ont été utilisées pour compléter les informations pluviométriques.

Il existe une seule station hydrométrique, celle d'AIN EL-ASSEL pour laquelle on dispose de 27 années d'observation pendant la période 1946 - 1947 à 1977 - 78 avec une interruption de 5 ans entre 1955-56 et 1959-60. Cette station se trouve au pont sur la R.N. 44 à 2,5 km environ en aval du site.

b. Paramètres géomorphologiques du B.V.

Types de paramètres	
- Superficie:	651 km^2
- Périmètre	120 km


N
Oued Kebir
Oued Mkimene
Oued Bougous
Ain El Assel
Barrage
Mexenna
Ain Fedden
Ain Kerma
Echelle : 1/200 000.
Stations pluviométrique.
Stations de jaugeage.

Plan n°1

- Altitude max. 1 202 km
- Altitude Min. 31 m
- Altitude moy. 365 m
- Indice de compacité 1,32
- Indice de déclivité 2,6 %
- Longueur du talweg principale 47 km
- Pente moyenne du talweg principale 1,6 %
- Densité de drainage 3,0
- Coefficient de torrentialité 16,3
- Temps de concentration 11,28 h

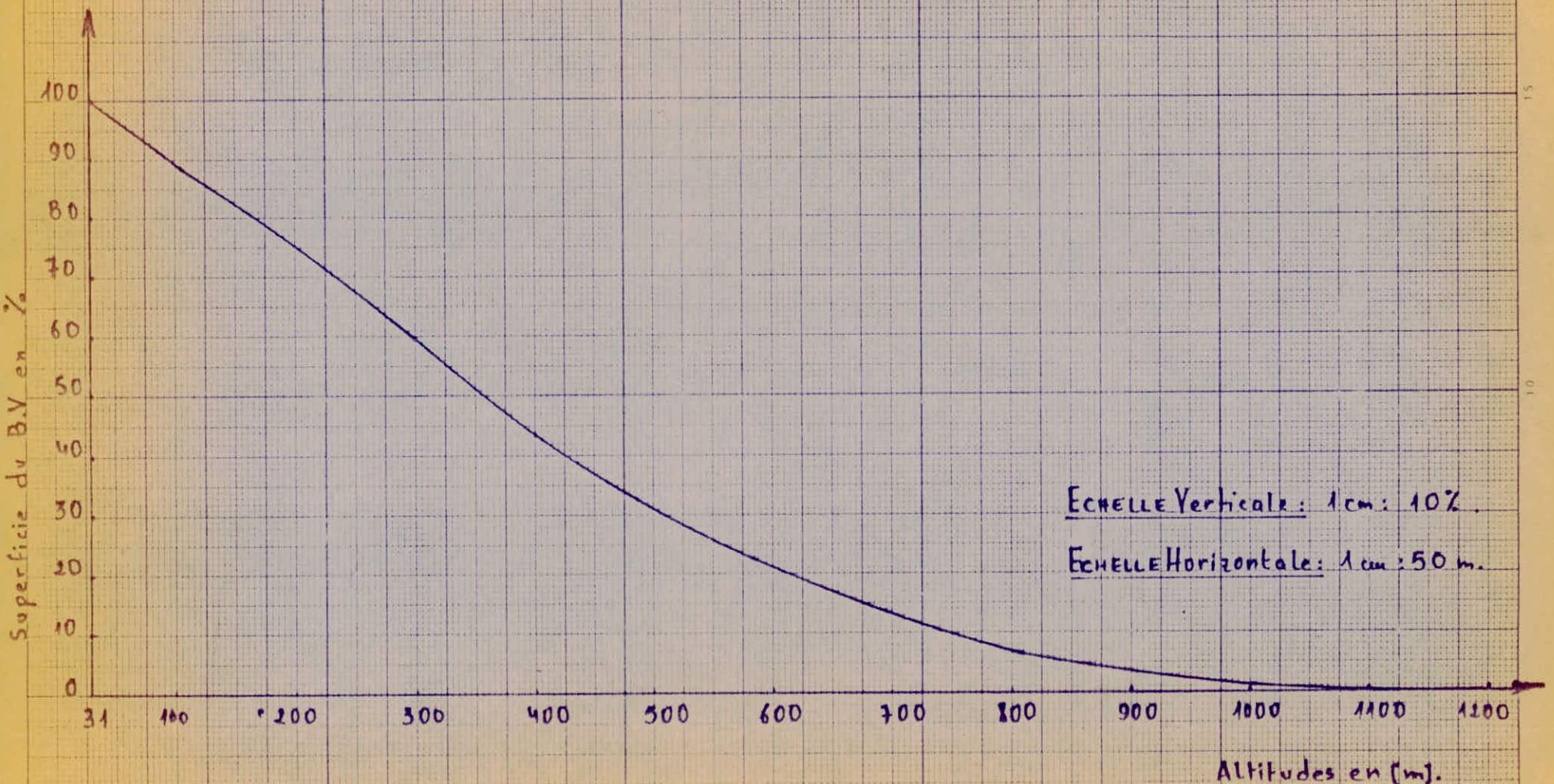
c. Courbe hypsomètrique

Les altitudes maximales et minimales sont respectivement 1 202 m et 31 m. La superficie totale du bassin versant est de S = 651 km^2. son hypsomètrie est déterminée par les données suivantes:

N°	Altitudes (m)	Superficies partielles (km^2)	Superficies cumulées (km^2)	% partiel	% cumulé
1	1200 - 1100	1,953	1,953	0,3	0,3
2	1100 - 1000	5,208	7,161	0,8	1,1
3	1000 - 900	16,926	24,087	2,6	3,7
4	900 - 800	18,228	42,315	2,8	6,5
5	800 - 700	46,221	88,536	7,1	13,6
6	700 - 600	49,476	138,012	7,6	21,2
7	600 - 500	63,147	201,159	9,7	30,9
8	500 - 400	81,375	282,534	12,5	43,4
9	400 - 300	105,462	387,996	16,2	59,6
10	300 - 200	101,556	489,552	15,6	75,2
11	200 - 100	93,093	582,645	14,3	89,5
12	100 - 31	68,355	651,00	10,5	100,0

La courbe hypsomètrique est représentée par le graphe qui suit.

Courbe Hypsometrique.



Echelle Verticale : 1 cm : 10 %.

Echelle Horizontale : 1 cm : 50 m.

I.2. Pluviomètrie

a. Utilisation des données de mesures

La répartition mensuelle a été effectuée d'après les données d'observations à la station pluviométrique de AIN EL ASSEL pour une année moyenne de pluies en mm.

	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	S	Année
%	9	13	19	14	12	10	8	6	3	1	1	4	100
P(mm)	99	143	209	154	132	110	88	66	33	11	11	44	1100

b. Utilisation des cartes pluviométriques

Parmis les cartes pluviométriques les plus couramment utilisées, il ya celle de "CHAUMONT" et celle de "GAUSSEN".

Stations	Altitude (m)	Les précipitations moyennes annuelles	
		CHAUMONT	GAUSSEN
AIN FEDDEN	562	1164	1203
AIN KERMA	235	887	906
LA CALLE	10	891	955
AIN EL ASSEL	25	980	1012

La valeur adoptée comme précipitation moyenne annuelle est de:

$\overline{P} = 1100$ mm

Détermination des valeurs $\bar{P}$; $\bar{P}j$; Cv

On peut estimer ces valeurs d'après la confuguration des isolignes qui couvrent la superficie du B.V. sur les 4 cartes correspondantes.

Procédé

a. Précipitation moyenne annuelle $\bar{P}$

Cette valeur est tirée directement de la carte des isohyètes de la pluie moyenne annuelle établie par Mr CHAUMONT.

$\bar{P} = 1\ 100$ mm.

b. Précipitation moyenne journalière

Pour l'Est algérien Mr BODY a établi une formule permettant la détermination de $\bar{P}j$ qui est comme suit:

$$\bar{P}j\ max = 0{,}052\ \bar{P} + 18{,}6 \quad (mm)$$

$\bar{P}$ = précipitation moyenne annuelle définie auparavent

$$\bar{P}j\ max = 0{,}052 \times 1\ 100 + 18{,}6$$

$$\bar{P}j\ max = 75{,}8\ mm.$$

c. Coefficient de variation

La valeur de Cv, tirée de la carte des isolignes, du coefficient de variation est établit par K. "BODY"

$Cv = 0{,}52$

3. Détermination des précipitations journalières à différentes fréquences

Supposant la validité de la répartition de Galton , les précipitations journalières différentes fréquences sont déterminées par la formule suivante:

$$P_{jf} = \frac{\overline{P}_{j\,max}}{Cv^2 + 1} \exp u \left[\left(Ln\,(Cv^2 + 1) \right)^{1/2} \right]$$

Les valeurs de la variable de GAUSS " U" sont données dans le tableau suivant:

Fréquence au dépassement (%)	50	20	10	2	1	0,5	0,2	0,1
Période de retour en années	2	5	10	50	100	200	500	1000
Variable de GAUSS	0	0,841	1,282	1,057	2,327	2,545	2,820	3,009

Application numérique:

a. Période de retour 10 ans

$$Pj\,m. = \frac{75,8}{(0,52)^2 + 1} \cdot \exp\left(1,282 \cdot \left(Ln(0,52^2 + 1)\right)^{1/2}\right)$$

$$= 125;91 \text{ mm}$$

b. Période de retour 100 ans

$$Pj\,m = \frac{75,8}{(0,52)^2 + 1} \exp\left(2,327 \cdot \left(Ln\,(0,52^2 + 1)\right)^{1/2}\right)$$

$$= 209,94 \text{ mm}$$

c. Période de retour 1 000 ans

$$Pj\ m. = \frac{75,8}{(0,52)^2 + 1} \cdot \exp\left(3,009\sqrt{Ln\ (0,52^2 + 1)}\right)$$

$$= 293,09 \text{ mm}$$

1.3. Apports annuels

a. Utilisation des données d'observations

Les apports mensuels et annuels observés à la station d'AIN EL-ASSEL sont donnés au tableau ci-après. L'apport moyen inter-annuel pour la période de 27 ans d'observations est de 220 millions de m^3 environ soit 7 m^3/s.

b. Utilisation des formules d'estimation

1. Formule de VELICANOV - SOKOLOVSKY

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

$$\eta_o = 1 - \left(\frac{do}{5,7}\right)^{1/2}$$

d_o = déficit hygrométrique $d_o = 3,0$ mm.

$\bar{P}$ = précipitation (mm) moyenne annuelle

S = surface du B.V. (en Km^2)

2. Formule dite "Algérienne"

$$\bar{A} = \bar{P}\ (1 - 10^{-KP^{-2}})$$

K : coefficient qui dépend de la surface du B V

$$K = 0,18 - 0,01\ Ln\ S.$$

$\bar{A}$: Lame d'eau écoulée.

3. Formule de Samie

$$\overline{A} = \overline{P} \left(293 - 2{,}2 \quad (S)^{1/2}\right)$$

S : Superficie du bassin versant (Km^2)

$\overline{P}$: précipitation moyenne annuelle (m)

$\overline{A}$: Lame d'eau écoulée (mm)

La fiabilité de ces formules est liée à la précision de l'estimation des coefficients, eux-mêmes liés à plusieurs facteurs climatiques et hydrologiques.

Méthode	Apports moyens annuels	
	(mm)	$10^6 m^3$
Formule dite"Algérienne"	365,45	247,05
Vélicanov Sokolovsky	301,97	204,13
Samie	285,31	192,87

Etant donné que les valeurs obtenues présentent une variation assez considérable on adopte la valeur moyenne annuelle de l'apport estimé à la station d'AIN EL-ASSEL puisqu'elle possède 27 années d'observation. Donc l'apport interannuel sera:

$$\overline{A} = 220.10^6 \ m^3$$

* Module d'écoulement:

$$Me = \frac{\overline{A}}{T}$$

$\overline{A}$: apport moyen inter annuel ($10^6 \ m^3$)

T : période annuelle $T = 31536.10^3$ s.

Années	Apports mensuels en 10^6 m^3.												Apports tot. en 10^6 m^3.
	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	
1946 - 1947	–	–	–	142.6	41.1	25.9	7.2	17.3	4.7	0.6	0.1	0.1	239.6
47 - 48	0.1	5.9	5.4	48.1	37.6	16.7	17.2	19.5	13.2	7.7	2.9	0.1	174.7
48 - 49	0.4	2.0	62.1	37.3	94.1	44.1	59.2	7.9	6.0	0.8	0.4	0.2	314.5
49 - 50	0.3	3.2	32.5	10.8	54.0	25.5	79.8	44.2	4.8	1.4	0.4	0.2	257.1
50 - 51	0.2	0.9	6.7	16.5	32.2	46.8	13.0	1.9	1.9	0.5	0.1	0.1	120.8
51 - 52	0.3	26.5	26.7	42.2	68.7	82.0	32.0	30.9	12.1	1.4	0.4	0.0	323.2
52 - 53	0.6	0.9	35.4	151.5	131.5	32.1	55.4	6.6	26.7	2.7	8.7	2.2	454.0
53 - 54	0.1	34.9	66.5	38.1	98.8	114.7	42.5	41.3	2.9	0.4	0.2	0.0	440.4
54 - 55	0.1	5.1	22.8	47.5	31.3	24.4	37.8	17.9	0.4	0.1	0.1	0.1	187.6
1960-1961	0.2	0.4	0.5	14.8	75.3	7.0	1.4	0.3	0.1	0.1	0.0	0.0	100.1
61 - 62	0.0	0.4	1.1	1.2	7.9	75.6	13.0	14.0	0.7	0.2	0.0	0.0	114.1
62 - 63	0.4	0.6	4.1	32.0	33.3	91.8	10.8	50.8	18.6	6.5	0.3	0.1	249.3
63 - 64	2.0	1.5	0.3	25.0	76.3	32.9	14.8	3.6	0.4	0.2	0.1	2.7	159.6
64 - 65	0.2	1.0	6.9	1.7	83.0	101.8	30.2	18.0	5.6	1.3	0.4	0.3	250.3
65 - 66	0.3	0.3	1.0	19.1	16.7	7.6	49.5	51.5	24.1	3.6	1.1	0.5	175.3
66 - 67	0.3	0.6	3.7	33.9	31.5	42.3	9.6	4.7	0.7	0.2	0.2	0.1	127.8
67 - 68	1.1	1.3	2.2	21.9	60.1	23.5	19.0	3.0	0.6	0.1	0.1	0.0	132.9
68 - 69	0.0	0.0	0.5	12.5	45.1	12.9	8.2	14.8	2.9	0.2	0.0	0.0	97.1
69 - 70	12.3	29.4	3.2	156.7	31.8	27.4	60.5	13.5	4.6	0.6	0.1	0.0	340.1
70 - 71	0.0	1.7	0.3	29.0	42.3	70.9	45.5	68.2	5.2	1.0	0.2	0.0	264.3
71 - 72	0.3	7.8	1.4	2.8	49.3	43.5	22.3	67.3	19.5	2.0	8.3	0.1	224.6
72 - 73	0.4	0.7	0.4	2.9	95.5	55.4	188.3	29.5	4.0	0.7	0.1	0.0	377.9
73 - 74	0.1	5.9	1.2	9.9	2.4	15.8	15.0	31.0	3.4	0.3	0.1	0.0	85.1
74 - 75	0.5	2.2	53.1	23.9	23.5	64.6	19.5	10.9	12.6	0.8	0.2	0.0	211.8
75 - 76	0.0	0.0	4.3	10.6	12.7	21.5	49.1	4.9	39.3	2.0	1.7	0.1	146.1
76 - 77	0.2	6.8	68.3	14.6	27.8	9.1	2.5	20.4	2.6	1.2	0.1	0.0	153.6
77 - 78	0.0	0.0	8.1	2.9	31.5	96.3	17.5	40.5	4.3	1.0	0.1	0.0	202.2
Moyenne.	0.8	5.2	15.5	35.2	49.4	44.9	34.1	23.5	8.2	1.4	1.0	0.2	219.4

* Module d'écoulement relatif:

$$Mr = \frac{M_e}{S}$$

Me : module d'écoulement (m^3/s)

S : Surface du bassin versant (Km^2)

A (10^6 m^3)	Me (m^3 / s)	Mr (l/s. Km^2)
220	6,976	10,715

* Coefficient de variation

L'application de certaines formules empiriques nous permet d'évaluer le coefficient de variation.

- Formule d'Antonov:

$$Cv = \frac{0,295 . do^{0,89}}{(S + 1)^{0,076}}$$

do : déficit hygromètrique do = 3,0 mm

- Formule de Ukriviprodhoz :

$$Cv = \frac{0,70}{Mr^{0,125}}$$

Mr : module d'écoulement relatif (l/s. Km^2)

Tableau récapitulatif des différents résultats:

Formules	Cv
Antonov	0,479
Ukriviprodhoz	0,52
Ribken - Foster	0,465

La valeur adoptée pour le coefficient de variation est : Cv = 0,50

Méthode de RIBKEN-FOSTER:

$$C_v = \sqrt{\frac{\Sigma (K_i - 1)^2}{n-1}}$$

$$C_s = \frac{\Sigma (K_i - 1)^3}{(n-1)\, C_v^3}$$

$$K_i = \frac{A_i}{\bar{A}}$$

C_s : coéfficient d'assymètrie.

A_i : apport de la ième annee.

$\bar{A}$: apport moyen annuel.

n : nombre d'anneé d'observation.

Anneé	A_i (hm^3/an)	$K_i = \frac{A_i}{\bar{A}}$	$(K_i - 1)$	$(K_i - 1)^2$	$(K_i - 1)^3$
1	454.0	2.069	1.069	1.143	1.222
2	440.4	2.007	1.007	1.014	1.021
3	377.9	1.722	0.722	0.521	0.376
4	340.1	1.550	0.550	0.302	0.166
5	323.2	1.473	0.473	0.223	0.105
6	314.5	1.433	0.433	0.187	0.081
7	264.3	1.204	0.204	0.041	0.008
8	257.1	1.171	0.171	0.029	0.005
9	250.4	1.141	0.141	0.019	0.0028
10	249.3	1.136	0.136	0.018	0.0025
11	239.3	1.090	0.090	0.0082	0.00074
12	224.6	1.023	0.023	0.00052	0.00001
13	211.8	0.965	- 0.034	0.0012	- 0.00004
14	202.2	0.921	- 0.078	0.006	- 0.00047
15	187.6	0.855	- 0.144	0.021	- 0.0029
16	175.3	0.798	- 0.201	0.040	- 0.0081
17	174.2	0.793	- 0.206	0.042	- 0.0087
18	159.6	0.727	- 0.272	0.074	- 0.020
19	153.6	0.700	- 0.299	0.089	- 0.026
20	146.1	0.665	- 0.334	0.111	- 0.037
21	132.9	0.605	- 0.394	0.155	- 0.061
22	127.8	0.582	- 0.417	0.174	- 0.072
23	120.8	0.550	- 0.450	0.202	- 0.091
24	114.1	0.520	- 0.480	0.230	- 0.110
25	100.1	0.456	- 0.543	0.295	- 0.160
26	97.1	0.442	- 0.557	0.310	- 0.172
27	85.1	0.387	- 0.612	0.374	- 0.229
	$\bar{A} = 219.4$			$\Sigma = 5.6287$	

$C_v = 0.465$

1.4. Evaporation

Compte tenu du manque de données d'observations l'I.N.R.H. à estimé l'évaporation interannuelle à Ev = 1450 mm

1.5. Débits solides

- Analyses des données disponibles

Les données disponibles qui se rapportent aux mesures réalisées à la station d'AIN EL ASSEL sont peu nombreuses. Devant l'impossibilité de les vérifier convenablement il convient de les utiliser avec une certaine prudence et sous toutes réserves les données existantes ne concernant que les matériaux solides en suspension apportés par les eaux de l'oued Kebir Est et on ne dispose pas de données concernant le volume des matériaux de charriage, dont la proportion par rapport aux premiers pourrait être importante.

Le tableau 1 ci après présente un résumé des valeurs annuelles estimées pour les apports solides en suspension au cours de la période de mesures, ainsi que les apports liquides et leur rapport en pourcentage. L'observation de ce tableau permet de tirer les conclusions suivantes:

- Il existe une différence notable dans la quantité des apports solides correspondant à la dernière période d'observation, soit 1970 où le rapport "apport solide / apport liquide" s'accroit considérablement. Cette situation nous oblige , pour une question de sécurité du projet des ouvrages, à éliminer ou à considérer avec beaucoup de prudence des données obtenues dans la decennie des années 50.

- L'argument précédent est renforcé par le fait que, à l'exeption de trois (03) années toutes les données annuelles correspondant à la période des années 50 sont incomplètes, ce qui augmente l'insécurité relative à leur qualité et exactitude.

Tableau 1 : Apports solides en suspension de l'Oued Kebir - Est à la station hydrométrique d'AIN EL ASSEL

Année	Apports solides ($X 10^3$ T) (1)	Apports liquides ($X 10^6$ m^3) (2)	Apports solides / Apports liquides %
1947 - 48	(128)	172	0,74
1948 - 49	(924)	314	2,94
1949 - 50	-	-	-
1950 - 51	(119)	(112)	1,06
1951 - 52	-	-	-
1952 - 53	1207	454	2,66
1953 - 54	960	440	2,18
1954 - 55	399	188	2,12
1970 - 71	(841)	253	3,33
1971 - 72	513	215	2,41
1972 - 73	1375	378	3,65
1973 - 74	205	146	1,41
1974 - 75	053	212	3,08
1975 - 76	-	-	-
1976 - 77	686	154	4,46
1977 - 78	464	202	2,30
Moy. 1947-78	652	249	2,61
Moy. 1970-78	678	223	3,04

Notes (1): les valeurs entre parenthèses correspondant aux années incomplètes et ne totalisent que les valeurs des mois pour lesquels il existait des mesures.

(2) les valeurs entre parenthèses sont des totaux partiels correspondant aux mois pour lesquels on disposait d'observations des débits solides.

Par conséquent en vue d'estimer les valeurs moyennes des apports solides en suspension de l'Oued Kebir - Est, et en éliminant les données les plus anciennes pour des raisons déjà mentionnées, nous avons suivi deux voies différentes que nous commentons ci-après.

a. L'apport liquide de la période d'observation des dits liquides égal à 223 hm^3/an, correspond pratiquement à la valeur établie à long terme (de 220 hm^3/an) mentionnée au chapitre I.3. Par conséquent le rapport moyen de 3,04 déterminé dans le tableau précédent entre les apports solides et liquides pourraît être considéré comme acceptable, en admettant que ce coefficient pourrait être au maximum de 3,5 %, toujours en terme de moyenne à long terme.

Si l'on suit ce raisonnement l'apport solide en suspension pourrait être de:

$\bar{Q}$ solide = 3,04 % X 220 = 670.10^3 T/an

Q solide max. = 3,5 % X 220 = 770.10^3 T/an

b. Une représentation graphique a été établi entre les apports liquides et solides pour la période d'observation à partir de 1970 soit:

$A_{sol} = a \cdot A_L + b$ (X 10^3 T/an)

A_l = Apports liquides en hm^3

1. Détermination des coefficients par la méthode des moindres carrés

i	0	1	2	3	4	5	6
$A_l = x$	146	154	202	212	215	253	378
$A_s = f(x)$	205	686	464	653	513	841	1375

$$f(x) = a.x + b$$

$$E = \sum_{i=o}^{n=6} \left(f(x_i) - (ax + b) \right)^2$$

$$\frac{\partial E}{\partial a} = 2 \sum_{i=o}^{n=6} \left(f(xi) - (ax + b) \right) \quad x = 0$$

$$\sum_{i=o}^{n=6} x.f(x) = \sum_{i=o}^{n=6} (a x^2 + b x)$$

$$a \sum_{i=o}^{n=6} x^2 + b \sum_{i=0}^{n=6} x = \sum_{i=0}^{n=6} x f(x)$$

$$\frac{\partial E}{\partial b} = 2 \sum_{i=o}^{n=6} \left(f(x) - (ax + b) \right) = 0$$

$$\sum_{i=o}^{n=6} f(x) = a \sum x + b \sum_{i=o}^{n=6} 1$$

Les équations obtenues sont

$$383898\,a + 1560\,b = 1210556$$

$$1560\,a + 7\,b = 4737$$

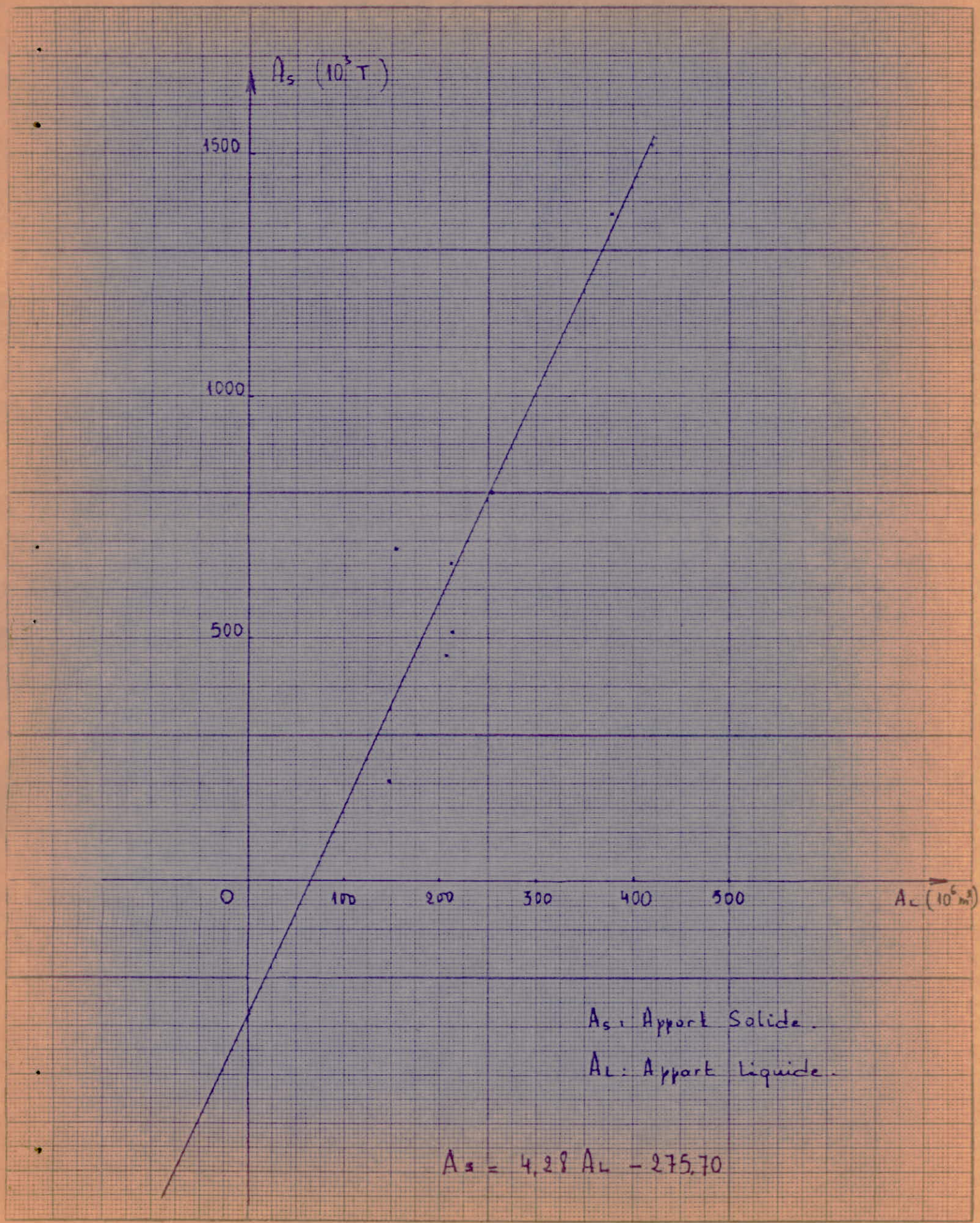
Tout calcul fait on trouve:

$$a = 4{,}28$$

$$b = -275{,}70$$

Donc l'équation de la droite est :

$$A_s = 4{,}28\,A_1 - 275{,}7$$ (voir graphe).



A_s : Apport Solide.

A_L : Apport liquide.

$A_s = 4,28\ A_L - 275,70$

On a pu vérifier que le coefficient de corrélation est égal à 0,71, ce qui compte tenu de la qualité et du caractère des données, peut être considéré comme satisfaisant.

Si l'on applique, ce rapport pour un volume d'apport liquide équivalent à la moyenne à long terme à savoir 220 hm^3/an on obtient comme apport moyen des solides en suspension le chiffre de $665,9.10^3$ T ce qui correspond assez bien aux valeurs antérieures.

Ainsi pour estimer l'envasement global de la futur retenue de MEXENNA EL AFIA sur les 50 ans de vie utile considérés et en adoptant une hypothèse supposant que les apports solides par charriage seraient équivalents à 30 % des matériaux en suspension on aurait:

Envasement total probable : $670 \times 1,30 \times 50.10^3 = 43,55.10^6$ T

Evasement total max. probable : $770 \times 1,30 \times 50 \times 10^3 = 50,05.10^6$ T.

Détermination du coefficient de corrélation

N°	Apport solide A (10^3 T)	Apport liquide (10^6 m^3)	$(A - \bar{A})$	$(A - \bar{A})^2$	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$	$(X-\bar{X})(A-\bar{A})$
1	841	253	164,286	26989,89	30,15	909,022	4953,222
2	513	215	163,714	26802,274	- 7,85	61,622	1285,154
3	1375	378	698,286	487603,34	155,15	24071,523	108339,67
4	205	146	-471,714	222514,1	-76,85	5905,922	3625,221
5	653	212	- 23,714	562,3538	-10,85	117,722	257,296
6	686	154	9,286	86,2297	-68,85	4740,322	-639,341
7	464	202	-212,714	44247,246	-20,85	434,722	4435,086
7	A=676,714	$\bar{X}$=222,85		$\sum$=809805,43		$\sum$=36240,855	$\sum$=122255,71

$$r = \frac{\sum (X - \bar{X})\ (A - \bar{A})}{\sum (X - \bar{X})^2 . \sum (A - \bar{A})^2} = 0,71.$$

Determination du volume mort

On a estimé utile d'adopter l'envasement max. probable qui est de $50,05.10^6$ T, ce qui augmentera le volume regularisable de la retenue pour les premières années d'exploitation.

Par ailleurs la densité des sédiments est de l'ordre de 1,3 T/m^3; Le volume mort sera de :

$$V_M = 38,46.10^6 \ m^3$$

1.6. Débits de crues

* Utilisation des formules empiriques

Le diagramme de "Chaumont" propose des courbes enveloppes fonction de la probabilité adoptée et de la superficie du B.V. pour estimer les crûes maximales dans les régions du Nord de l'Algérie, et de la Tunisie. A partir de ce diagramme ont été obtenues les crues suivantes:

Q_{max} (m3/s)	Probabilité	Période de retour
950	0,9	10
1800	0,99	100
2650	0,999	1000

* Formule de Mallet Gautier

$$Q_{max}\ \% = 2\,K \log(1 + A \cdot Po) \frac{S}{(L)^{1/2}} \left(1 + \text{Log} \frac{T^4}{S}\right)^{1/2}$$

A et K coefficients qui dépendent de la topographie du bassin versant

K = 2 ; A = 20

Po = pluie moyenne annuelle (m)

S = surface du B.V. (km^2)

L = longueur du talweg principal (km)

T = Période de retour (an)

Q_{max} (m^3/s)	Probabilité	Période de retour
1165,51	0,9	10
1334,11	0,99	100
1712,81	0,999	1000

Détermination des crues fréquentielles

* Ajustement par la loi de Gumbel

La réalisation par la méthode graphique de l'ajustement loi de Gumbel a un échantillon de valeurs nécéssite les opérations suivantes

1. On classe les N valeurs par ordre de grandeur croissant, en attribuant a chacune d'elles un numéro d'ordre n.
2. On calcule pour chacune des valeurs, sa fréquence expérimentale au non dépassement $f(x) = \frac{n - 1/2}{N}$
3. Rapport des couples (x, f(x) sur papier diagramme à probabilité Gumbel (X en ordonnées, f(x) en abcisses)
4. Calcul des paramètres d'ajustement Xo et $\frac{1}{\alpha}$
5. Tracé de la croite $X = \frac{1}{\alpha} y + Xo$
6. A partir de la loi ajustée on déduit les valeurs de x pour des fréquences voulues. (voir graphique)

Q max (m^3/s)	Probabilité	Période de retour
550	0,9	10
700	0,99	100
850	0,999	1000

On remarque que cette distribution fournit des valeurs extrêmes plus basses que celles obtenues par d'autres méthodes. Donc il y a lieu de rejeter cette distribution.

Rang n	debit(m^3/s) de crue X	$F(x)=\frac{n-1/2}{N}$	$Y=-Ln(-Ln\ F(x)$
1	323	0,026	1,294
2	348	0,678	0,936
3	352	0,131	0,709
4	360	0,184	0,526
5	395	0,236	0,367
6	400	0,289	0,216
7	404	0,342	0,0704
8	426,6	0,394	0,071
9	436	0,447	0,216
10	441,3	0,50	0,366
11	456	0,552	0,52
12	473,3	0,605	0,688
13	486,6	0,657	0,867
14	496	0,710	1,071
15	500	0,763	1,307
16	516,9	0,815	1,586
17	569,2	0,868	1,955
18	575,4	0,921	2,497
19	587,7	0,973	3,598
	$\bar{X}$= 449,8421		$\bar{y}$= 0,559
	σ_x= 76,983		σ_y= 1,205

$$r = \frac{\sum (x-\bar{x})\ (y-\bar{y})}{\left(\sum (x-\bar{x})^2 .\ \sum (y-\bar{y})^2\right)^{1/2}}$$

$$r = \frac{1717,86}{(112601,93 . 27,63)^{1/2}} = 0,973$$

$$\underline{r = 0,973}$$

$$\frac{1}{\alpha} = r . \frac{\sigma_x}{\sigma_y} = 0,973 \quad \frac{76,983}{1,205} = 62,161$$

$$X_o = \bar{X} - \frac{1}{\alpha}\ \bar{y}$$

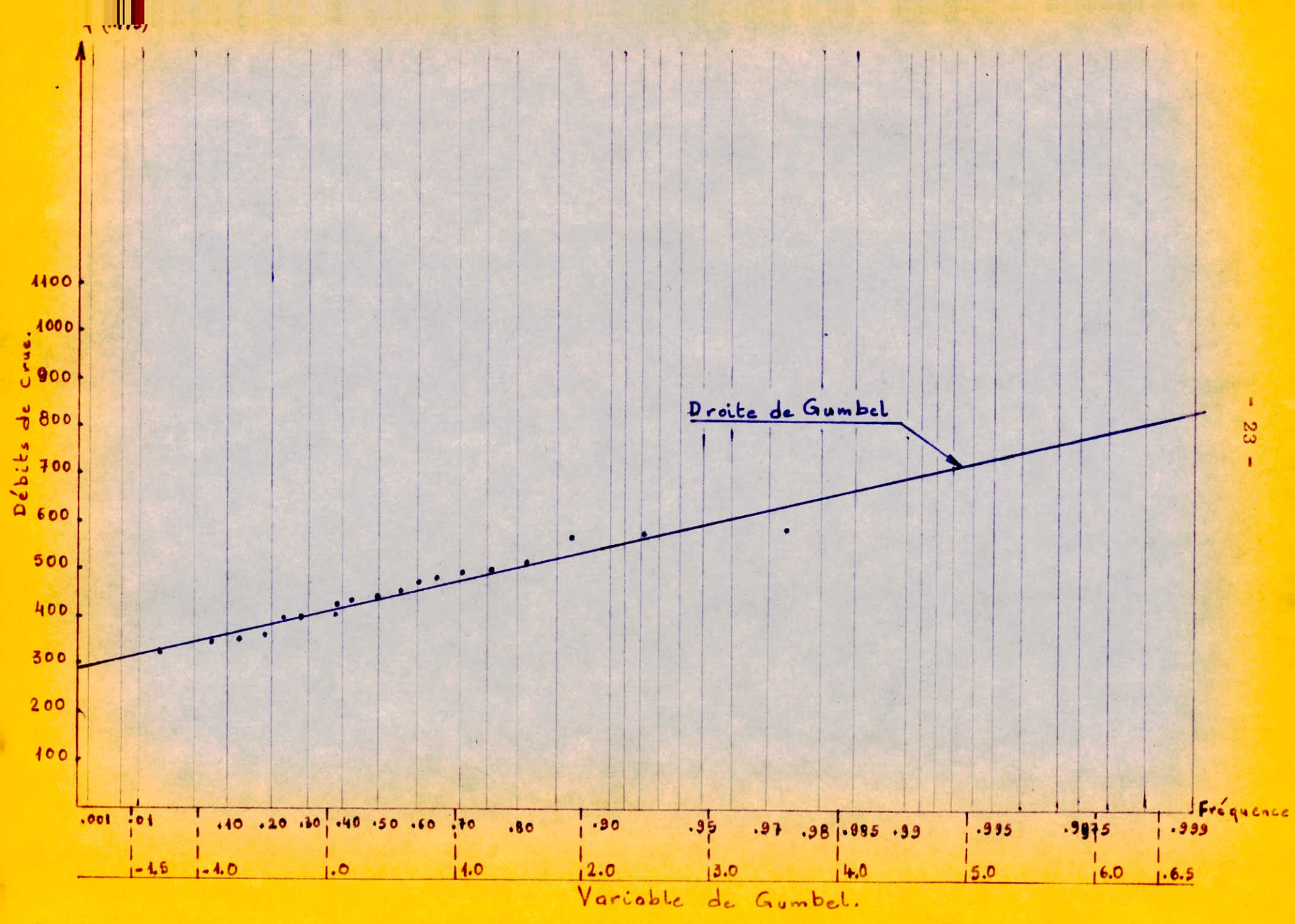
X_o=449,842-62,161.0,559=415,094

Gumbel

$$X = \frac{1}{\alpha}\ y + x_o$$

X=62,161 y + 415,094 (m^3/s)

y = 1 X = 477,255
y = 3 X = 601,577
y = 5 X = 725,899


Débits de crue.
1100
1000
900
800
700
600
500
400
300
200
100
Droite de Gumbel
.001
.01
.10
.20
.30
.40
.50
.60
.70
.80
.90
.95
.97
.98
.985
.99
.995
.9975
.999
Fréquence
-1.5
-1.0
.0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
6.5
Variable de Gumbel.

Résumé des résultats obtenus:

Période de retour	Gumbel	Mallet-Gautier	Chaumont
10	550	1165,51	950
100	700	1334,11	1800
1000	850	1712,81	2650

Les débits de crues adoptées seront la moyenne arithmétique des formumes de Mallet - Gautier et de Chaumont.

$Q_{max\,0,1} = 1057\ m^3/s$

$Q_{max\,0,01} = 1567\ m^3/s$

$Q_{max\,0,001} = 2181\ m^3/s$

Hydrogramme de crues

La formule de Sokolovsky permet par son application l'établissement des hydrogrammes fréquentielles des débits de crues.

- Pour la crue

$$Q_x = Q_{max} \frac{\left(\frac{X_1}{t_1}\right)^2}{\left(t_2 - X_2\right)^3}{t_2}$$

- Pour la decrue

$$Q_x = Q_{max}$$

X_1 : intervalle de temps de la crûe (heures)

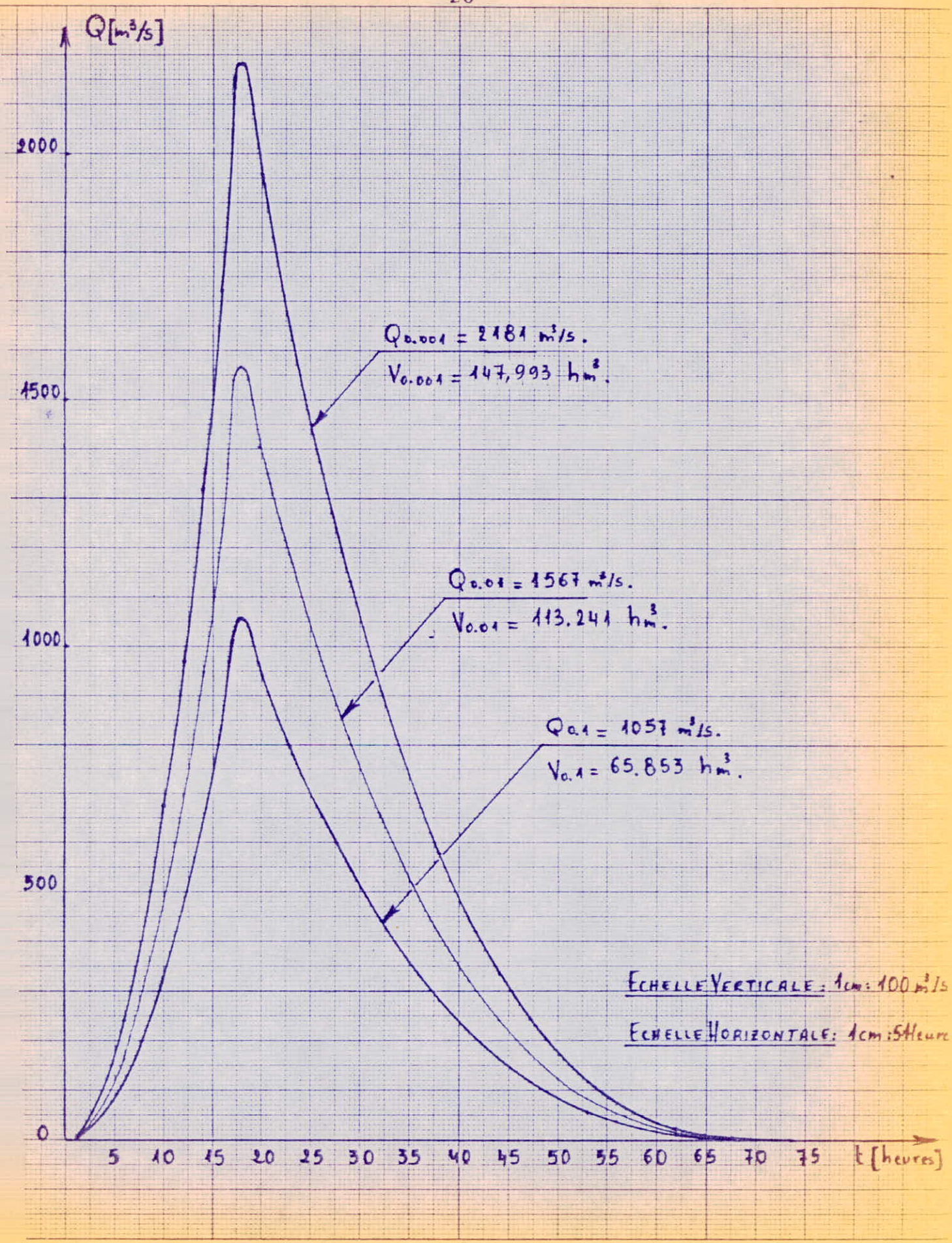
X_2 : Intervalle de telps de la crûe (heures)

t_1 : temps de montée (heures) $t_1 = 18$ heures

t_2 : temps de baisse (heures) $t_2 = 56$ heures

(voir représentation graphique)

t (heures)	$Q_{0.1}$ (m^3/s)	$Q_{0.01}$ (m^3/s)	$Q_{0.001}$ (m^3/s)
1	3.26	4.83	6.73
2	13.05	19.34	26.92
4	51.19	77.38	107.70
6	117.44	174.11	242.33
8	208.79	309.53	430.81
10	326.23	483.64	673.14
12	469.77	696.44	969.33
14	639.42	947.93	1319.37
16	835.16	1238.12	1723.25
18	1057.0	1567.0	2181.0
20	947.74	1407.03	1955.56
23	798.40	1183.62	1647.41
26	665.63	986.79	1373.45
29	548.46	813.09	1131.71
32	445.92	661.07	920.10
35	357.03	529.29	736.69
38	280.81	416.30	579.42
41	216.29	320.66	446.30
44	162.50	240.91	335.31
47	118.46	175.62	244.44
50	83.20	123.34	171.68
53	55.74	82.63	115.01
56	35.10	52.03	70.42
59	20.31	30.11	41.91
62	10.40	15.41	21.46
65	4.38	6.50	9.05
68	1.30	1.92	2.68
71	0.16	0.24	0.33
74	0.00	0.00	0.00


Q[m³/s]
2000
1500
1000
500
0
Q0.001 = 2181 m³/s.
V0.001 = 147,993 hm³.
Q0.01 = 1567 m³/s.
V0.01 = 113.241 hm³.
Q0.1 = 1057 m³/s.
V0.1 = 65.853 hm³.
ECHELLE VERTICALE : 1cm : 100 m³/s
ECHELLE HORIZONTALE : 1cm : 5 Heure
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75
t [heures]

1.7. Caractéristique volumétrique de la retenue

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

Les surfaces correspondantes à chaque altitude sont déterminées par planimétrage Ω pi

Les surfaces élémentaires correspondantes à chaque couche.

$$\Omega_{e1} = \frac{2}{3} \Omega_{p1}$$

$$\Omega_{ei+1} \quad \frac{\Omega_{Pi} + \Omega_{Pi+1}}{2}$$

Les volumes élémentaires sont obtenus par

$$\Delta V_1 = \Omega_{e1} \cdot \Delta H_1$$

$$\Delta V_{i+1} = \Omega_{ei+1} \cdot \Delta H_{i+1}$$

Δ Hi = différence de côtes entre deux courbes de niveau

Le volume retenu par chaque couche est de terminé par:

$$V_r = \Delta Vi + \Delta Vi + 1$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau qui suit

1.8. Regularisation

Etude de la consommation

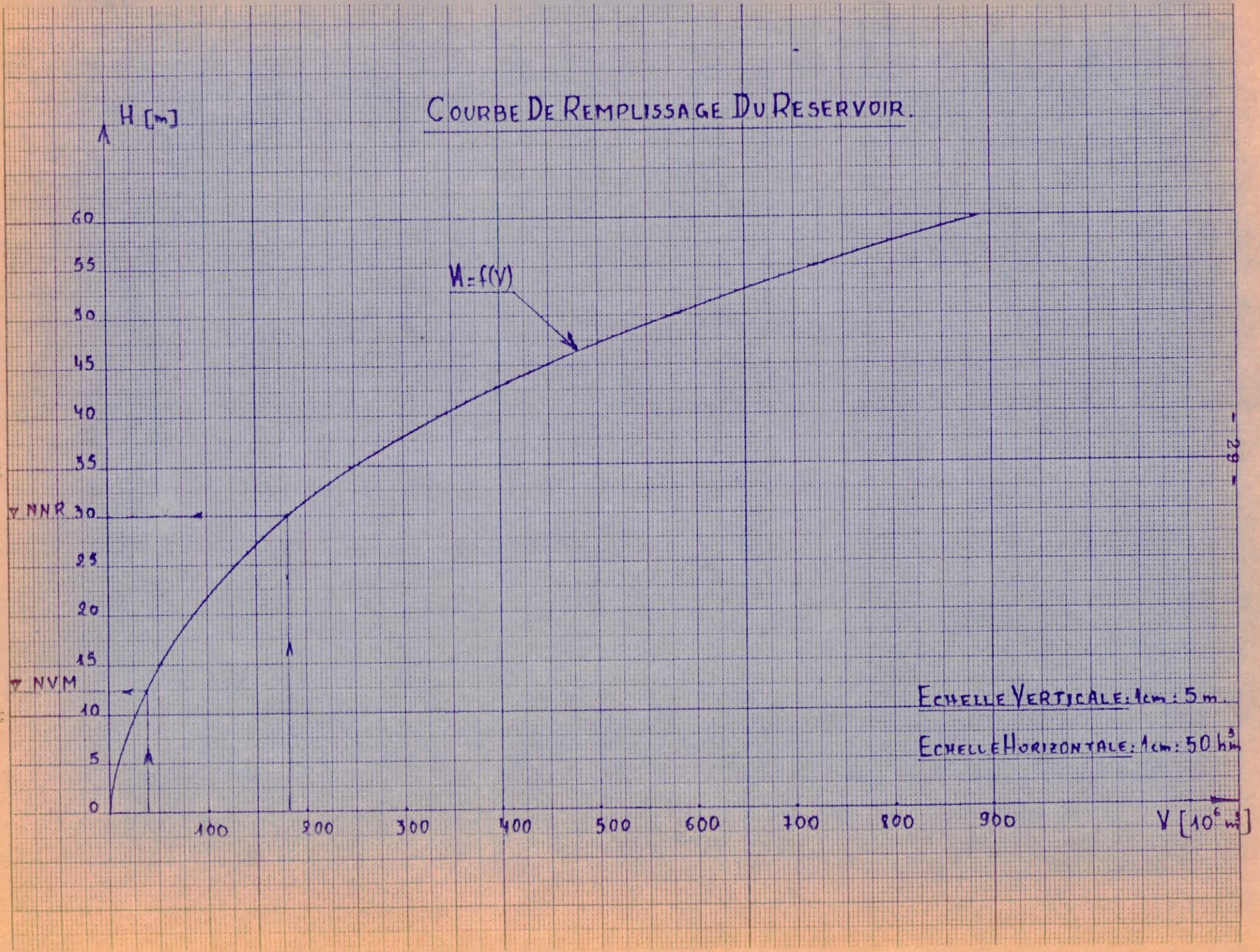
Le barrage de Mexenna el Afia est destiné à l'approvisionnement en eau potable de la ville d'Annaba ainsi qu'à son industrie. Le déficit à couvrir à long terme est de 136 Hm^3/an.

soit V_{cmm} = volume moyen mensuel

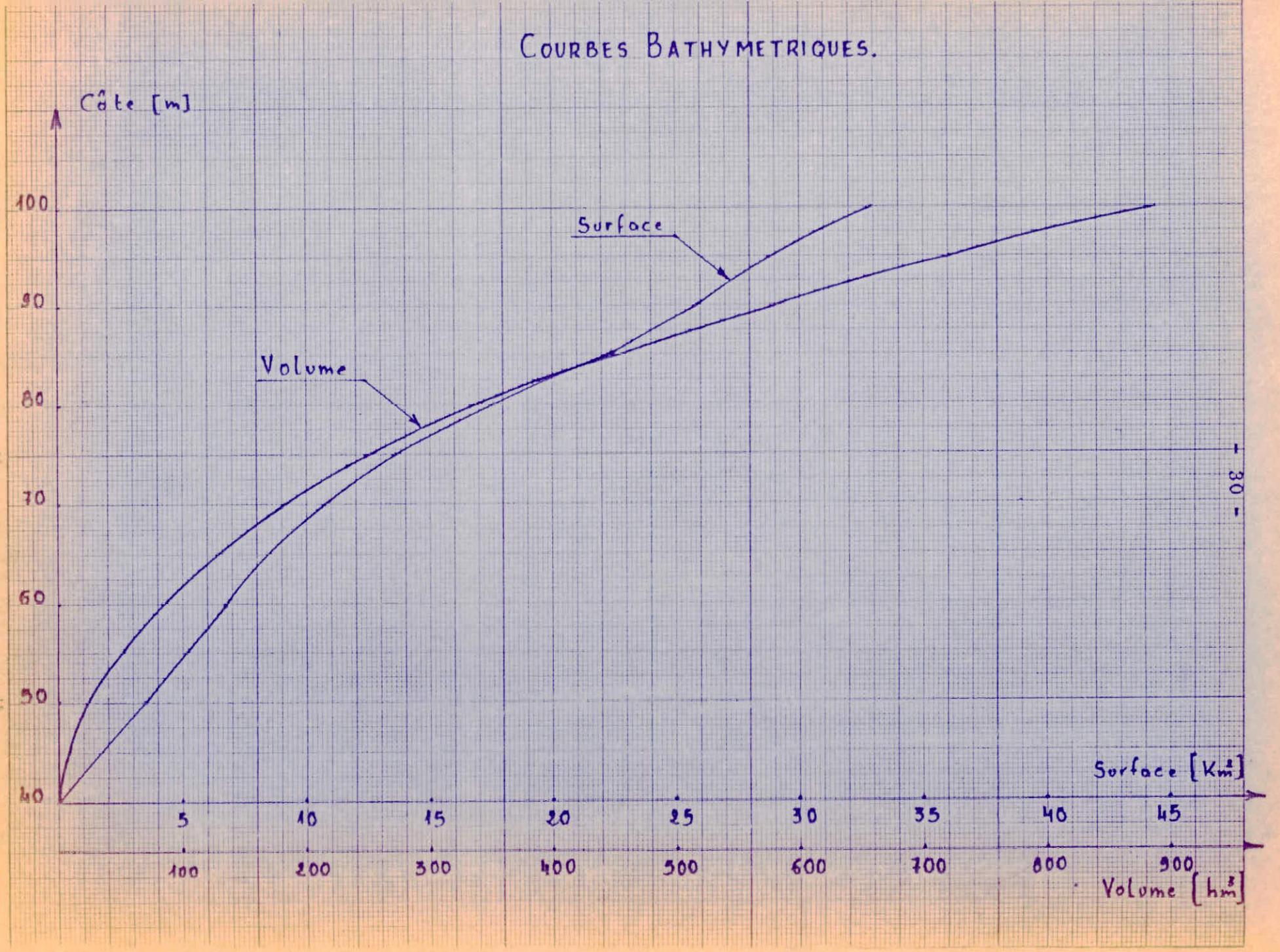
V_{em} = volume consommé mensuel

Côtes (m)	hauteur (m)	Ω_p (Km^2)	Ω_e (Km^2)	ΔV ($10^6 m^3$)	V_r ($10^6 m^3$)
40	0.0	0.00			0.00
45	5.0	2.62	1.74	8.75	8.75
50	10.0	4.37	3.49	17.45	26.20
55	15.0	5.96	5.16	25.80	52.00
60	20.0	7.50	6.73	33.65	85.65
65	25.0	9.50	8.50	42.50	128.15
70	30.0	12.00	10.15	53.75	181.90
75	35.0	15.25	13.62	68.10	250.00
80	40.0	20.00	17.62	88.10	338.10
85	45.0	24.75	22.37	111.85	449.95
90	50.0	26.22	25.83	129.15	579.10
95	55.0	30.62	28.77	143.85	722.95
100	60.0	35.18	32.90	164.50	887.45

COURBE DE REMPLISSAGE DU RESERVOIR.



COURBES BATHYMETRIQUES.



Le tableau ci-après nous donne les proportions des consommations mensuelles

Mois	I Janv.	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
$\frac{V_{cm}}{V_{cmm}}$	0,751	0,802	0,920	0,960	1,01	1,15	1,237	1,333	1,12	0,97	0,898	0,849

Détermination du volume utile

1. Méthode analytique

Le volume utile est la quantité d'eau pouvant être emmagasinéedans une retenue et répondant aux différents besoins (alimentation en eau potable, besoins industriels). On peut estimer le volume utile par: Ayant les apports cumulés et les consommations cumulées, la somme du déficit maximum et l'excès maximum est égal au volume utile.

2. Méthode graphique

On trace les courbes Ap = f (t) et Cons = f (t)

(voir graphe ci-après)

I.9. Laminage de crûes

I.9.1. But

La conception du barrage ainsi que les ouvrages annexes doivent répondre à deux critères essentiels, à savoir:

- critère économique (éviter le sur dimensionnement de l'ouvrage)
- critère de sécurité (éviter tout incident pendant la mise en service).

La crue de pointe contribuera à l'élévation du plan d'eau d'une hauteur Z que l'on doit déterminer. Cette hauteur estnécessaire au dimensionnement du barrage.

Le principe répose sur l'equation différentielle suivante

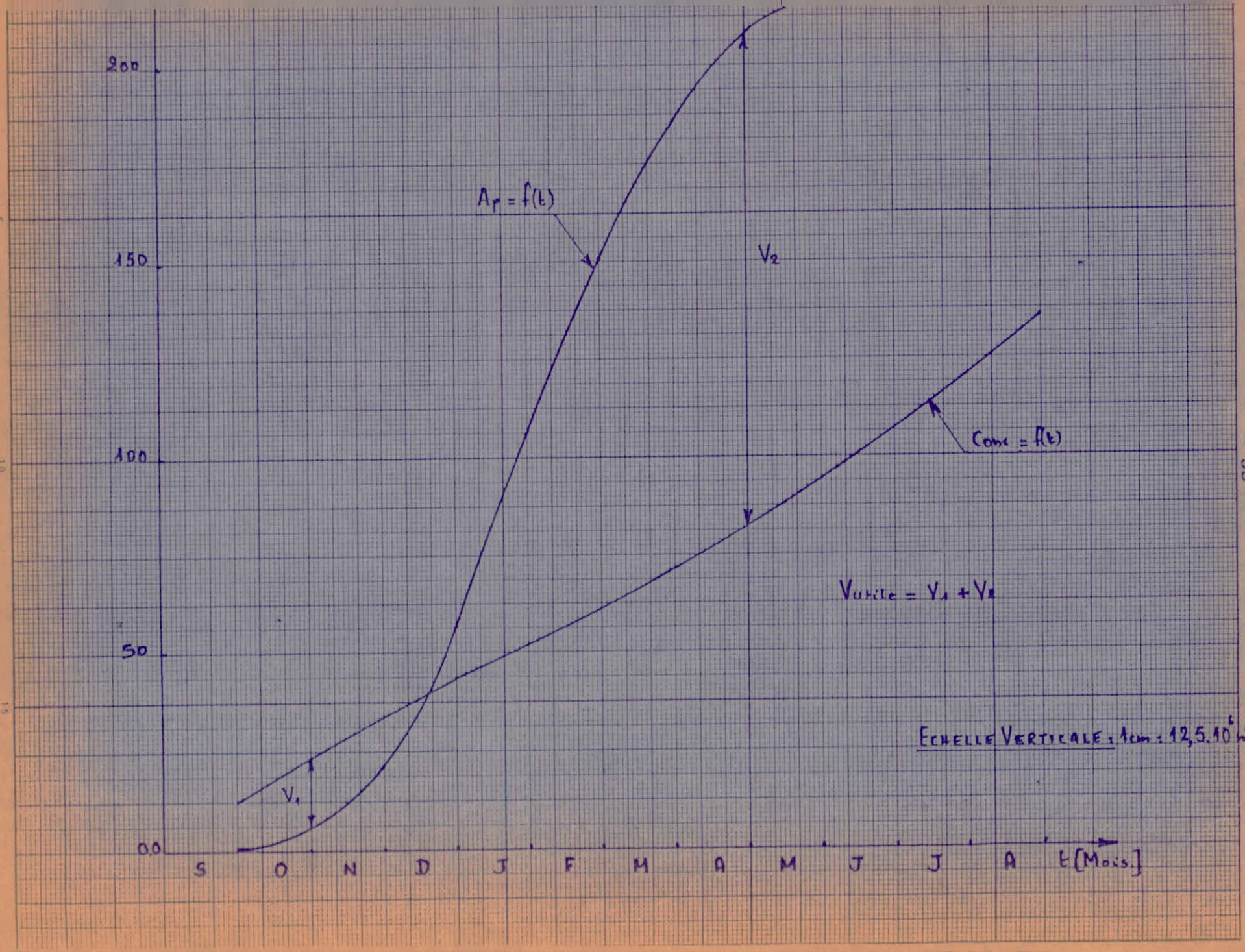
$$Q_{ent}(t) \cdot dt = Q_{sor}(t) \cdot dt + A(Z) \cdot dZ.$$

Mois	Apport (M_{m^3})	Consommation (M_{m^3})	Apports cumulés.	Consommation Cumuleé.	ΔV-	ΔV+
S	0.8	12.700				
O	5.2	10.999	0.8	12.700	11.9	
N	15.5	10.183	6.0	23.699	17.699	
D	35.2	9.627	21.5	33.882	12.382	
J	49.4	8.516	56.7	43.509		13.191
F	44.9	9.094	106.1	52.025		54.075
M	34.1	10.432	151.0	61.119		89.881
A	23.5	10.886	185.1	71.551		113.549
M	8.2	11.453	208.6	82.437		126.163
J	1.4	13.041	216.8	93.890		124.310
J	1.0	14.027	218.2	106.931		111.269
A	0.2	15.116	219.2	120.958		98.242
			219.4	136.074		83.326

$V_{utile} = 17.699 + 126.163 = 143.862 \ M_{m^3}.$

$V_{brut} = V_{utile} + V_{mort} = 143.862 + 38.46 = 182.322 \ M_{m^3}.$

$V_{brut} = 182.322 \ M_{m^3} \Longrightarrow NNR = 70 \ m.$


200
150
100
50
0,0
$A_F = f(t)$
V_2
$Cons = f(t)$
$V_{utile} = V_1 + V_2$
V_1
S
O
N
D
J
F
M
A
M
J
J
A
t [Mois]
Echelle Verticale : 1cm = 12,5.10⁶ m³.

Q_{ent} (t) = débit de crûe entrant dans la retenue

Q_{sort} (t) = débit de crue sortant de la retenue

A (Z) surface du plan d'eau correspondant à d(Z)

d(Z) : variation de côte du plan d'eau

A(Z) . d(Z) : variation du volume dans la retenue

I.9.2. Méthode de calcul

En utilisant la méthode de "CREAGER comme base de calcul qui consiste à tracer la courbe V = f (h) à partir de la côte du NNR; et en reproduisant les courbes $V + \frac{\Delta V}{2} = f(H)$, $V - \frac{\Delta V}{2} = f(H)$. Puis on trace la courbe $Q = f(H)$ avec comme hypothèse de départ la valeur arbitraire de la longueur du déversoir.

Ces fonctions sont déterminées analytiquement, la formule donnant le débit pour un déversoir est la suivante:

$$Q = m \cdot L \cdot h^{3/2} \quad (2g)^{1/2}$$

L : Longueur du deversoir L = 150 m

h : hauteur de la lame d'eau déversée sur le déversoir en (m)

m : coefficient du débit du déversoir m = 0,48

Pour déterminer la valeur du débit nous prenons une variation constante de h et en considérant un intervalle de temps constant on obtient la valeur du volume respectif:

$$\Delta V = \frac{Q}{2} \Delta t$$ (voir tableau a)

Les résultats de calcul de la lame déversée sont donnés par le tableau qui suit (1 et 2).

Les résultats obtenus sont:

h_d maxi = 2,74 m

Q_d = 1480 m^3/s

La représentation graphique est donnée par le schéma ci-après(p. 41)

tableau. a.

Δt (heures)	h (m)	Q_d (m^3/s)	$Q_d/2$ (m^3/s)	$\Delta V/2 = Q_d/2 \cdot \Delta t$ (m^3)
1 - 4	0.20	29.113	14.556	157 213.470
4 - 7	0.40	82.345	41.172	444 666.83
7 - 11	0.60	151.278	75.639	816 905 .14
11 - 14	0.80	232.908	116.454	1 257 707.80
14 - 17	1.00	325.500	162.750	1757 700.00
17 - 20	1.20	427.880	213.940	2 310 556 .60
20 - 23	1.40	539.191	269.595	2 911 634 .10
23 - 26	1.60	658.765	329.382	3 557 334 .70
26 - 29	1.80	786.067	393.033	4 244 763 .60
29 - 32	2.00	920.653	460.326	4971 526 .30
32 - 35	2.20	1062.147	531.073	5735 598 .90
35 - 38	2.40	1210.229	605. 114	6535 241 .10
38 - 41	2.60	1364.617	682.308	7368 935.80
41 - 44	2.80	1525.063	762 .531	8235 345.00
44 - 47	3.00	1691.347	845.673	9133 277 .10
47 - 50	3.20	1863.270	931.635	10 061 662.00
50 - 53	3.40	2040.654	1020.327	11019 531.00
53 - 56	3.60	2223.334	1111.667	12006 004.00
56 - 59	3.80	2411.162	1205.581	13020 275.00
59 - 62	4.00	2604.000	1302.000	14 061 600.00
62 - 65	4.20	2801.721	1400.860	15 129 295 .00
65 - 68	4.40	3004.208	1502.104	16 222 723.00
68 - 71	4.60	3211.350	1605.675	17 341 294 .00
71 - 74	4.80	3423.046	1711 .523	18 484 453.00

tableau.1.

			Graphiquement.	
temps (heures)	Q_{aff} (m^3/s) crûe millenale.	V_{aff} (m^3)	h_d (m) hauteur deversée.	Q_d (m^3/s) débit deversé.
1-2	16,825	60570	0.01	2.5
2-4	68.81	485 432	0.04	4
4-6	157.015	1 260 108	0.1	13
6-8	336.57	2 423 304	0.24	43
8-10	551.875	3 974 220	0.48	115
10-12	821.235	5 912 892	0.89	2.34
12-14	1144.35	8239320	1.15	400
14-16	1521.31	10 953 432	1.56	632
16-18	1952.125	14 055 300	1.99	920
18-20	2068,28	14 891 616	2.28	1135
20-23	1801.335	19 454 418	2.69	1440
23-26	1510.28	16 311 024	2.74	1480
26-29	1252.58	13 527 864	2.62	1390
29-32	1025.905	11 079 234	2.42	1240
32-35	828.395	8 946 664	2.19	1070
35-38	658.055	7 106994	1.95	880

Tableau. 2.

temps (heures)	Q_{aff} (m^3/s) Crûe millénale.	V_{aff} (m^3)	Graphiquement. h_d (m) hauteur deversée	Graphiquement. Q_d (m^3/s) débit deversé.
38 - 41	512.860	5 538 888	1.71	72
41 - 44	390.805	4 220 694	1.49	590
44 - 47	289.875	3 310 650	1.28	470
47 - 50	208.060	2 247 048	1.11	380
50 - 53	143.345	1548 126	0.94	300
53 - 56	92.715	1 001 322	0.80	235
56 - 59	56.165	606 582	0.68	190
59 - 62	31.685	342 198	0.57	145
62 - 65	15.255	164 754	0.48	115
65 - 68	5.865	63 342	—	—
68 - 71	1.505	16 254	—	—
71 - 74	0.165	1782	—	—

La hauteur maximale deversée est:

$$h_{d\,max} = 2.74 \text{ m.}$$

Attenuation des crûes

Lors du passage d'une crûe le volume de la retenue augmente. Une partie du volume apporté par la crûe est emmagasiné par la retenue et le reste est déversé.

Le volume emmagasiné se calcule de la façon suivante:

$$\bar{V} = V - V'$$

V : volume apporté par la crûe
V' : volume déversé

En absence de formules théoriques ou empiriques , le volume emmagasiné par la retenue est estimé graphiquement par :

$$\bar{V} = V_{NNR} - V_{NNR-2}$$

V_{NNR} : volume d'eau correspondant au niveau normale de la retenue.

V_{NNR-2}: volume d'eau correspondant au niveau normale de la retenue moins deux mètres.

Le débit et la hauteur attenués maximale sont déterminés de façon analogue que le débit et la hauteur déversés **(voir tableau b)**

La hauteur attenuée maximale est :

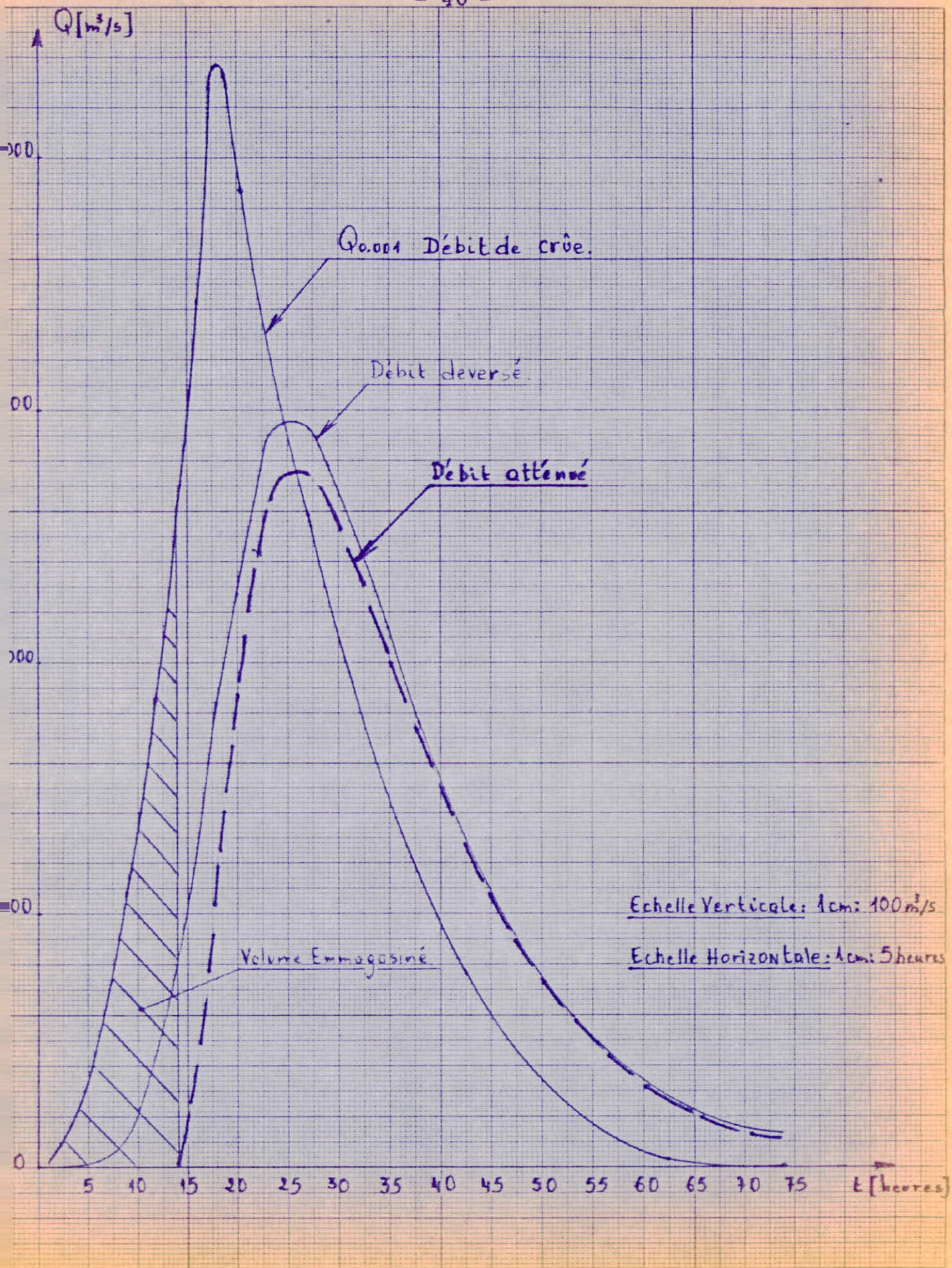
ha max = 2,63 m.

Le débit attenué :

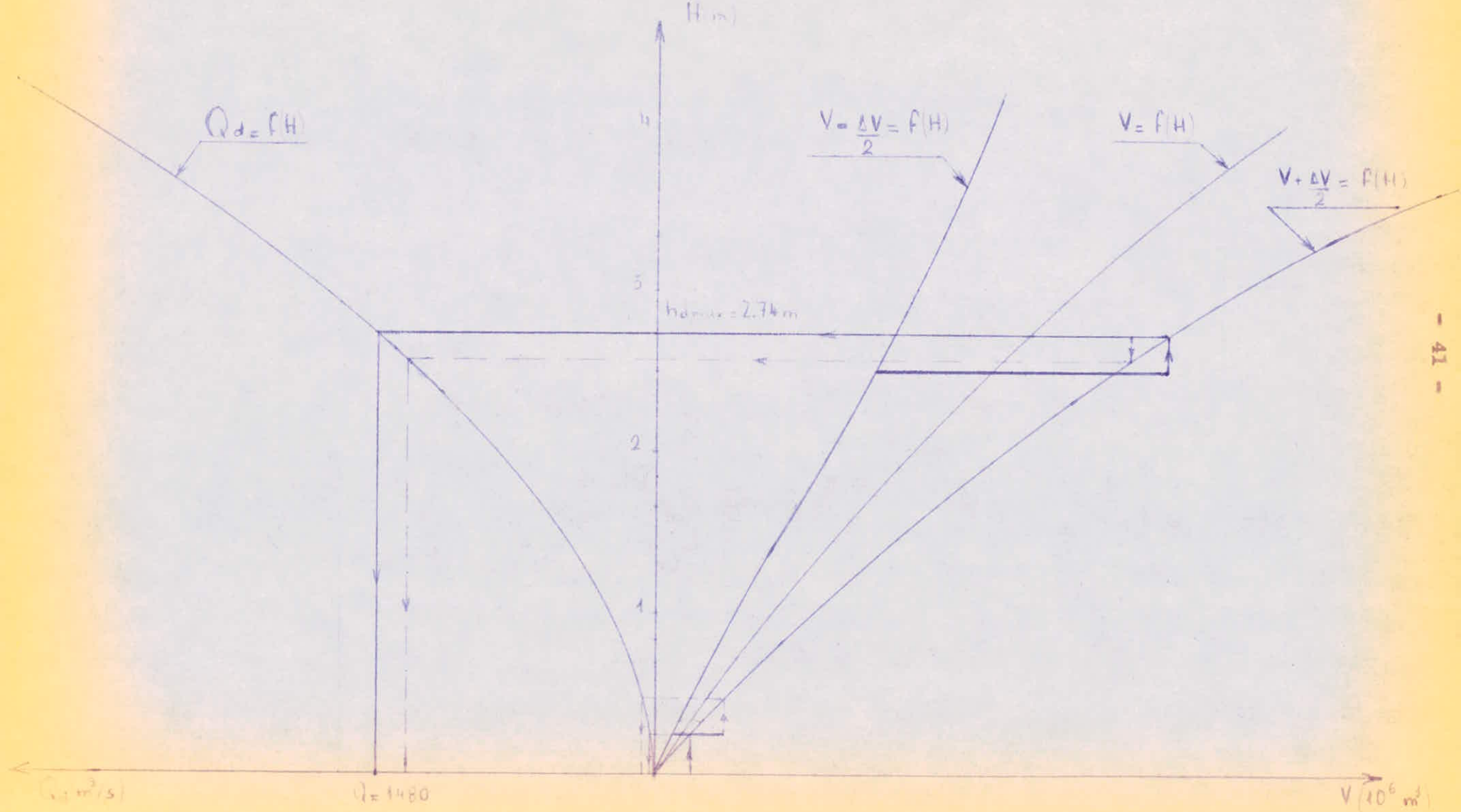
$$Q_a = 1380 \text{ m}^3 / \text{s}$$

tableau. b.

			Graphiquement.	
temps (heures)	Q_{aff} (m^3/s)	V_{aff} (m^3).	ha (m) hauteur attenuée	Qa (m^3/s). débit attenue
34s	1300.00	43 846	0.005	1
14 - 16	1521.31	10 953 432	0.75	210
16 - 18	1952.125	14 055 300	1.50	595
18 - 20	2068.28	14 891 616	2.01	940
20 - 23	1801.335	19 454 418	2.53	1303
23 - 26	1510.28	16 311 024	2.63	1380
26 - 29	1252.58	13 527 864	2.54	1312
29 - 32	1025.905	11 079 234	2.36	1180
32 - 35	828.395	8 946 664	2.14	1020
35 - 38	658.055	7 106 994	1.92	865
38 - 41	512.86	5 538 888	1.69	710
41 - 44	390.805	4 220 694	1.47	580
44 - 47	289.875	3 310 650	1.28	470
47 - 50	208.06	2 247 048	1.10	370
50 - 53	143.345	1542 126	0.95	300
53 - 56	92.715	1001 322	0.81	238
56 - 59	56.165	606 582	0.68	180
59 - 62	31.685	342 198	0.57	145
62 - 65	15.255	164 754	0.48	107
65 - 68	5.865	63 342	0.40	83
68 - 71	1.505	16 254	—	—
71 - 74	0.165	1782	—	—


Q [m³/s]
Q0.001 Débit de crue.
Débit déversé.
Débit atténué
Volume Emmagasiné
Echelle Verticale: 1cm: 100 m³/s
Echelle Horizontale: 1cm: 5 heures
0
5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 65 70 75
t [heures]

Détermination graphique du débit déversé et de la hauteur déversée maximale.



II. ETUDE GEOLOGIQUE

A. Cadre général

Le site du barrage de Mexanna El-Afia se trouve sur l'oued El Kebir Est à proximité de la confluence entre les oueds Ballauta et Bougous qui drainent des monts d'El Kala et de la Chéffia près de la frontière Algéro - Tunisienne.

Après les dépôts du crétacé et de l'Eocène inférieur, la phase tectonique anté-pontienne à provoqué des plissements anticlinaux et synclinaux d'orientation Sud-Ouest, Nord - Est et le mise en place d'une série de nappes dont le dernière, la nappe numidienne occupe la partie la plus importante du site du barrage.

Du point de vue morphologique, les grés de Numidie forment la masse principale des reliefs de la région. Les argiles inférieures impregnées d'eau ont entrainé dans leur mouvement de déscente les sables gréseuses qui se sont ainsi trouvées découpées en gradins donnant naissance à des masses d'éboulie argilo-gréseux.

Les argiles de Numidie occupent les dépressions mais sont souvent masquées par les dépôts de Pontien et du quaternaire.

1. Principales formations géologiques

Les formations qui affleurent dans la région d'Annaba - El-Kala sont principalement d'âge tertiaire et quaternaire.

Des plus récentes aux plus anciennes on rencontre les formations suivantes.

a. Dépôts quaternaires

On y trouve d'une part des sédiments marins:

- Terrasses du Pleitocène récent et ancien constituées par des formations mollassiques situées aux côtes 20 , 30 et 50;

- Dépôts Post-Pliocènes situés vers les côtes 100 et 150. Et d'autre part des dépôts continentaux;

- Alluvions actuelles du lit majeur des oueds (limons, sables et galets);

- Sols marécageux (limons très argileux) ;

- Alluvions limoneuses des fonds des vallées ;

- Sables et argiles laguno-marins des plaines d'Annaba - El-Kala;

- Dunes récentes;

- Alluvions (Pléistocène récent) des basses terrasses de l'oued El Kebir constituées par les limons, sables, cailloux, galets et blocs, situées entre 15 et 20m au dessus du niveau de l'oued.

- Alluvions (Pléistocène ancien) des moyennes terrasses de l'oued El-Kebir, sables et cailloux situés vers 30m au dessus du niveau de l'oued.

b. Dépôts tertiaires

1.Série Neogène

L'absence du Miocène inférieur et du Miocène moyen rend la série fort incomplète. On trouve par contre les formations suivantes:

- Pliocène supérieur (marnes dunes de la vallée de l'oued Seybouse)

- Pliocène inférieur représenté par des travertins (roche calcaire de très belle qualité).

2. Formations Nummilitiques

- Oligocène inférieur et Eocène supérieur (formations développées principalement dans les monts d'El-Kala et de la chéffia sous la forme du système argilo-gréseux.

- Eocène moyen constitué par des marno-calcaires gris à silex ayant une puissance de 50 à 100 m.

- Eocène inférieur formé de marnes grises à la base et par des calcaires marneux à silex au sommet.

Le site du barrage se trouve dans une zone d'argile et de grés de Numidie, formations auxquelles on s'interessera plus particulièrement. Les argiles dont la puissance peut atteindre 200 mètres ont été

dynamo-métamorphosées et sont devenues en fait des argiles noirâtres, brunâtres ou verdâtres et quelquefois bariolées. Elles sont plus ou moins schisteuses avec des interstatifications de petits bancs de grés quartziteux et parfois aussi de marno-calcaires gris bleuâtres.

Les grés d'une puissance de 100 à 150 mètres, forment les principaux reliefs des monts d'El Kala et de la Cheffia. Ils sont quartziteux souvent blanchâtres plus ou moins fortement consolidés et comportent toujours des argiles à leurs bases.

2. Seismicite Regionale

En utilisant toutes les données disponibles en Algérie et en Tunisie il a été possible de dresser la carte des zones sismiques et d'estimer la valeur de l'accélération maximale qu'il convient de retenir pour le calcul de la stabilité du barrage et des ses ouvrages annexes.

Le site du barrage de Mexanna El-Afia se trouve dans une zone d'activité sismique appréciable. Parmi les nombreux évènements sismiques qui ont été enregistrés au voisinage de la frontière Algéro-Tunisienne au cours d'une période de 27 ans, 5 étaient d'une intensité comprise entre IV et VIII.

Quant à l'accélération horizontale correspondante elle a été fixée à 0,15 g.

3. La cuvette de retenue

Les terrains affleurant dans la cuvette appartiennent essentiellement au substratum du complexe Numidien et aux dépôts quaternaires.

Une grande partie de la cuvette est recouverte de dépôts alluvionnaires et colluvionnaires d'épaisseur non negligeable et de perméabilité réduite.

Les grés de Numidie très fracturés d'une porosité variable sont le siège de circulations d'eaux souterraines qui resurgissent au contact avec les argilités de base.

Plusieurs sources de faible débit ont été recensées et certaines d'entre elles tarissent en période sèche.

La carte géologique de la cuvette et de la région environnante dressée sur la base des données existantes et des reconnaissances du terrain est présentée sur la planche N° 1.

4. Les Versants

Aucun glissement important n'a été décelé dans la zone qui sera baignée par la future retenue. Seuls des phénomènes de réptation des sols d'alteration superficielle du substratum et des colluvions des versants ont été observés.

5. Les Fondations

Le barrage sera fondé sur un massif constitué par une alternance de grés d'argilités recouvert d'alluvions et d'éluvions dont les épaisseurs varient de 6 à 18 mètres.

La rive droite est formée d'affleurements de grés entrecoupés de couloirs d'éboulis au pied desquels se sont accumulés des blocs rocheux de taille variable.

Côte rive gauche, le massif rocheux est recouvert de dépôts éluviaux.

B. Informations concernant les Conditions geotechniques des fondations

1. Travaux de reconnaissance

Plusieurs sondages de reconnaissance ont été effectué, le profondeur et maximale atteinte est de 80 m, ainsi que plusieurs tranchées mesurant 35 à 50 m de long et de 4m de profondeur. Celle-ci ont permis de mettre à jour la structure géologique de la rive gauche masquée par la couverture des colluvions et le tapis végétal.

Par ailleurs des essais d'eau systématiques ont permis d'apprecier la perméabilité du massif rocheux sous les fondations.

En plus de ces essais il a été procédé à la mesure de:

- La fracturation
- L'alteration
- L'indice de qualité du massif

2. Altération, décompression, module d'élasticité

Les roches qui composent la fondation de l'ouvrage sont altérées en profondeur: - entre 1 m et 3 m de profondeur, la roche a subi une altération importante.

- entre 10 et 25 m l'atération est superficielle.
- Au delà de cette profondeur la roche est saine.

Les essais sismiques éxécutés sur le site ont permis d'évaluer le module d'élasticité dynamique des argilites et des grés en fonction de leur degré d'altération.

Les modules d'élasticité ont des valeurs assez faibles et l'on peut s'attendre à une déformabilité de la masse rocheuse relativement importante et non uniforme.

A l'hétérogenéité du massif due aux différences de nature des roches vient s'ajouter l'hétérogéneité dans le sens vertical due à l'altération. Ces facteurs ont une grande importance du point de vue de la perméabilité de la fondation.

La décompression superficielle est plus marquée en rive droite. En rive gauche la décompression se traduit par une légère ouverture de certaines surfaces de stratification.

3. Essais de laboratoire

Les essais ont porté d'une part sur les roches de fondation (grés et argilites) et d'autre part sur les sols qui recouvrent ces roches qui sont constituées principalement par des graves des limons, des argiles et tous les matériaux de transition (sable argileux, argile limoneuse, etc...).

3.1. Roches de fondation

Les grés, roches dures facilement carottable ont donné des échantillons acceptables pour la réalisation d'essais de compression simple . Mais il m'a pas été possible d'opérer de la même façon avec les argilites qui se décompriment très rapidement et il a fallu se contenter de quelque essais de pointe dont les résultats moyens sont:

128,5 kg/cm^2 pour les argiles marneuses

300 Kg/cm^2 pour les argilites gréseuses

Les valeurs de résistance à la compression simple des grés varient entre 343 et 1145 Kg/cm^2.

Les grés ont des densités sèches comprises entre 2,4 à 2,49 et des teneurs en eau basses de l'ordre 2 à 3 %. Par contre les argilites des fondations présentent des densités sèches très basse de l'ordre de 1,90 et des teneurs en eau assez élevées 18 %. Des échantillons (2) d'argilites prélevés à des profondeurs de 15 à 20 ont été soumis à des essais de consolidations à l'oedomètre. Aucun gonflement n'a été observé. Le coefficient de consolida--ion est très faible (0,08 et 0,015), les valeurs de la pré-consolidation étaient pratiquement les mêmes 3 Kg/cm^2.

Suivant la nature de la discontinuité (surface de stratification ou lithoclases avec ou sans remplissage) les valeurs de l'angle de frottement seraient de 30° à 40° pour les grés et de 8° à 25° pour les argilites.

3.2. Sols de fondation

Sur plusieurs échantillons extraits de plusieurs sondages à diverses profondeurs ont été effectués , les essais classiques de la mécaniques des sols (analyses granulométriques, détermination des limites d'atterberg, densité et teneur en eau en place , essais de consolidation à l'oedomètre cisaillement direct compression simple).

4. Perméabilité du massif

Des essais d'eau in-situ de type Lugeon ont été effectués de façon systématique pendant les sondages de reconnaissance. Ces essais ont été faits généralement par passes de 5 m.

A 5 bars l'absorption n'est plus que de 31 litres/mètre/minute à 52 m de profondeur et de 1 l/m/mn à 62 m approximativement. Les perméabilités sont beaucoup plus faibles et décroissent dans le cas des argilites.

C. Informations concernant les matériaux de construction

Compte tenu du type de barrage retenu (barrage en enrochement) vu la disponibilité des matériaux aux environs du site. Il s'agit de trouver les qualités approximatives des matériaux suivants:

Enrochements pour les recharges	1 000 000 m^3
Matériaux argileux pour le noyau	600 000 m^3
Sables et graviers pour filtres et drains	400 000 m^3
Gros enrochement de protection	300 000 m^3
Agrégats alluvionnaires	60 000 m^3

1. Matériaux alluvionnaires

En vue de l'extraction de matériaux succesptibles d'être utilisés pour la constitution du noyau de la digue et la fabrication des bétons ont été explorées 2 zones A et B.

La zone A située à l'amont du site est constituée par des terrasse s'étendant sur 250 ha, subdivisée en 5 sous-zones (A_1 à A_5).

L'épaisseur des alluvions est de l'ordre de 10 m et l'on trouve sous une couche végétale de 0,5 m à 1,0 m.

- des sols argileux ou argilo-limoneux
- des sols sablo-argileux ou sableux
- des gravés

La zone B située à l'aval du site du barrage est constituée par des terrasses récentes et s'étend sur 80 hectares environ. Subdivisée en 3 sous-zones. (B_1, B_2 et B_3). L'épaisseur et la nature des matériaux alluvionnaires sont similaires à celles de la zone A.

D'autres sources de matériaux alluvionnaires ont été reconnues et qui sont les suivantes.

a. Hautes terrasses anciennes situées à 10 ou 15 m au dessus de l'oued El Kebir. Elles sont constituées en général par des gravés de grés altérés. Une réserve déjà exploitée se trouve près du village El Tarf et une autre entre les zones A_2 et A_3.

b. Dépôts des fonds des oueds Kebir, Ballauta et Baugous succeptibles d'être exploités sur une épaisseur de 1 à 2 m. La composition de ces matériaux est la suivante :

- Gravés
- Graviers et galets
- Sables fins et moyens
- Limons et argiles

2. Matériaux rocheux

Il existe à proximité du site 3 barres de grés d'où l'on pourrait extraire des enrochements ayant des caractéristiques physiques et mécaniques très convenables pour la constitution des recharges de la digue. La barre E_1 située sur la rive gauche se trouve à 150 m en amont du site et les 2 autres (E_1 et E_2) sont situées en rive droite à 500 à 600 m environ en amont du site.

Ces barres sont formées de grés fins ou graviers quartzitique à ciment siliceux très dur.

On trouve aussi à 6,5 Km en amont du site un affleurement de grés quartzitiques et de quartzites formant de puissantes barres rocheuses accessibles par la route de Bangous. Quant aux volumes disponibles ils sont sur-abondants.

3. Caractéristiques physiques et mécaniques de matériaux

a. Matériaux argileux

- Limite de liquidité 26,8 % à 79,5 %
- Indice de plasticité 13,35 à 53,55

- densité sèche 1,41 à 1,88
- teneur en eau en place 14,88 à 33,67
- degré de saturation 48,0 à 100
- densité sèche maximale de Proctor 1,50 à 1,84
- teneur en eau optimale 13,8 à 24 %
- pré-consolidation en Kg/cm^2 2,1 à 3,4
- Coefficient déconsolidation C_c 0,040,00 à 0,117
- indice de gonflement C'_c 0,057 à 0,056
- valeur moyenne de perméabilité $2,10^{-10}$ cm/s

b. Matériaux granuleux pour agrégats à béton et filtres

- poids spécifique 2,30 à 2,71
- résistance à l'abrasion 33 % à 45,5 %
  % des pertes

c. Matériaux pour enrochement etrip-rap

- densité sèche 2,43
- résistance à l'abrasion
  % des pertes 25,92 % à 46,81 %
- résistance à la compression simple 484 à 1020 kg/cm^2.

III. ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

- CONCEPTION DU BARRAGE

1. Choix du type de barrage

Le choix du type de barrage dépend non seulement de la topographie mais aussi de la disponibilité des matériaux.

Pour notre site, nous envisageons un barrage en enrochement avec un noyau étanche en argiles.

La vaste utilisation des barrages mixtes terre-enrochement est expliquée par les causes suivantes:

- Il est possible de construire ces barrages à n'importe quelle saison de l'année;
- Les travaux sont mécanisés;
- Il est possible de construire ces barrages sur n'importe quelle assise (sol de fondation) rocheuse ou non rocheuse;
- Ils résistent aux tremblements de terre;
- La hauteur du barrage n'est pas limitée.

2. Dimensionnement de la digue

La hauteur du barrage sera prise égale a la hauteur correspondant au volume maximum de la retenue majorée d'une revanche qu'on déterminera en fonction de plusieurs paramètres climatiques.

Notons qu'un décapage de 2 m est nécessaire .

2.1. Détermination de la revanche

Par mesure de sécurité on assure une certaine hauteur dite revanche entre le niveau d'eau maximal et le couronnement. Cette revanche dépend :

- De l'énergie cinétique $\frac{V^2}{2g}$ correspondante à la propagation des vagues
- De la hauteur des vagues
- Du tassement résiduel du barrage (naturel ou à des secousses sismiques
- Du balancement du plan d'eau

Le calcul de la revanche est donnée par les formules suivantes:

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

hv = hauteur des vagues (m)

v = vitesse des vagues (m/s)

La hauteur des vagues est déterminée par plusieurs formules indiquées ci-dessous.

- Formule de STEVENSON

$$hv = 0,75 + 0,34 \left(L\right)^{1/2} - 0,26 \left(L\right)^{1/4}$$

L = Fetch ou longueur de la retenue (Km)

hv = Hauteur des vagues (m)

- Formule de MALLET - PACQUANT

$$hv = 0,5 + 0,33 \left(L\right)^{1/2}$$

L = Fetch (km)

- Formule de MALITOR

$$hv = 0,75 + 0,032 \left(L.W\right)^{1/2} - 0,026 \cdot \left(L\right)^{1/4}$$

W = Vitesse des vents (km/h)

L = Fetch (km)

La vitesse des vagues est donnée par la formule de GAILLARD

$$V = 1,5 + 2\,hv$$

v = vitesse des vagues (m/s)

hv = hauteur des vagues (m)

La valeur de la revanche peut être déterminée par la formule simplifiée:

$$R = 1 + 0,3 \left(L\right)^{1/2}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-après

Formules	Hauteur des vagues (m)	Revanche (m)
STEVENSON	1,09	1,50
MALLET-PACQUANT	1,20	1,67
MALITOR	1,35	1,91
SIMPLIFIEE	-	1,63

La valeur adoptée est R = 1,70 m

2.2. Détermination de la hauteur du barrage

La hauteur du barrage est donnée par la relation suivante:

$$Hb = Hc + He$$

He = hauteur escavée $H_e = 3$ m

Hc = hauteur du couronnement du barrage

$$Hc = H + Hd + h_{sec} + E$$

H = hauteur correspondante au NNR

Hd = hauteur diversée maximale

hs = hauteur de sécurité

$$h_s = R + 1,5 = 3,2 \text{ m}$$

Après calculs on trouve :

Hc = 37,39 m

Hb = 40,40 m

2.3. Longueur de la crête du barrage

La longueur de la crête du barrage est directement mesurée sur plan à l'échelle 1/1000.

L = 590 m.

2.4. Largeur de la crête du barrage

La largeur de la crête du barrage, dépend de la hauteur de celui-ci. La valeur pratique de cette crête, est fonction de son utilité (route, pont etc...).

L'application de plusieurs formules empiriques, nous permet d'estimer correctement la valeur de la largeur de la crête.

a. Formule de KNAPPEN:

$$b = 1,65 \quad Hb^{1/2}$$

b : Largeur en crête du barrage (m)

Hb: Hauteur du barrage (m)

b. Formule de PREECE:

$$b = 1,1 \quad Hb^{1/2} + 1$$

Hb : Hauteur du barrage (m)

Les résultats sont les suivants:

Formules	KNAPPEN	PREECE
Largeur de la crête du barrage (m)	10,48	7,99

La valeur moyenne adoptée est:

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

2.5. RISBERMES

Deux risbermes à l'aval larges de 3 m sont prévus. L'un à la côte 62,4 l'autre à la côte 47,4, ils contribueront à la stabilité de l'ouvrage et permettront le passage des engins.

2.6. Pente des talus

Dans le cas d'un barrage mixte terre - enrochement, il n'existe pas de formule empirique ou théorique qui permettent de calculer les pentes de talus. En pratique on se donne des pentes qui paraissent optimale compte tenu de la nature du matériau et on vérifie par une étude de stabilité pour que le barrage présente une sécurité suffisante avec cette pente.

Pour avoir une idée de la grandeur des fruits on fait un calcul de stabilité d'une pierre reposant sur le talus dont la pente sera déterminée. Cette pierre sera soumise aux forces dynamiques dûes aux seismes ainsi qu'à son poids propre.

L'inventaire des forces qui agissent sur cette particule est représente par le schéma qui suit.

La projection de ces forces suivant leurs axes nous donne:

- Suivant " X "

$$Fa = G \ (\sin\alpha + a. \cos \alpha)$$

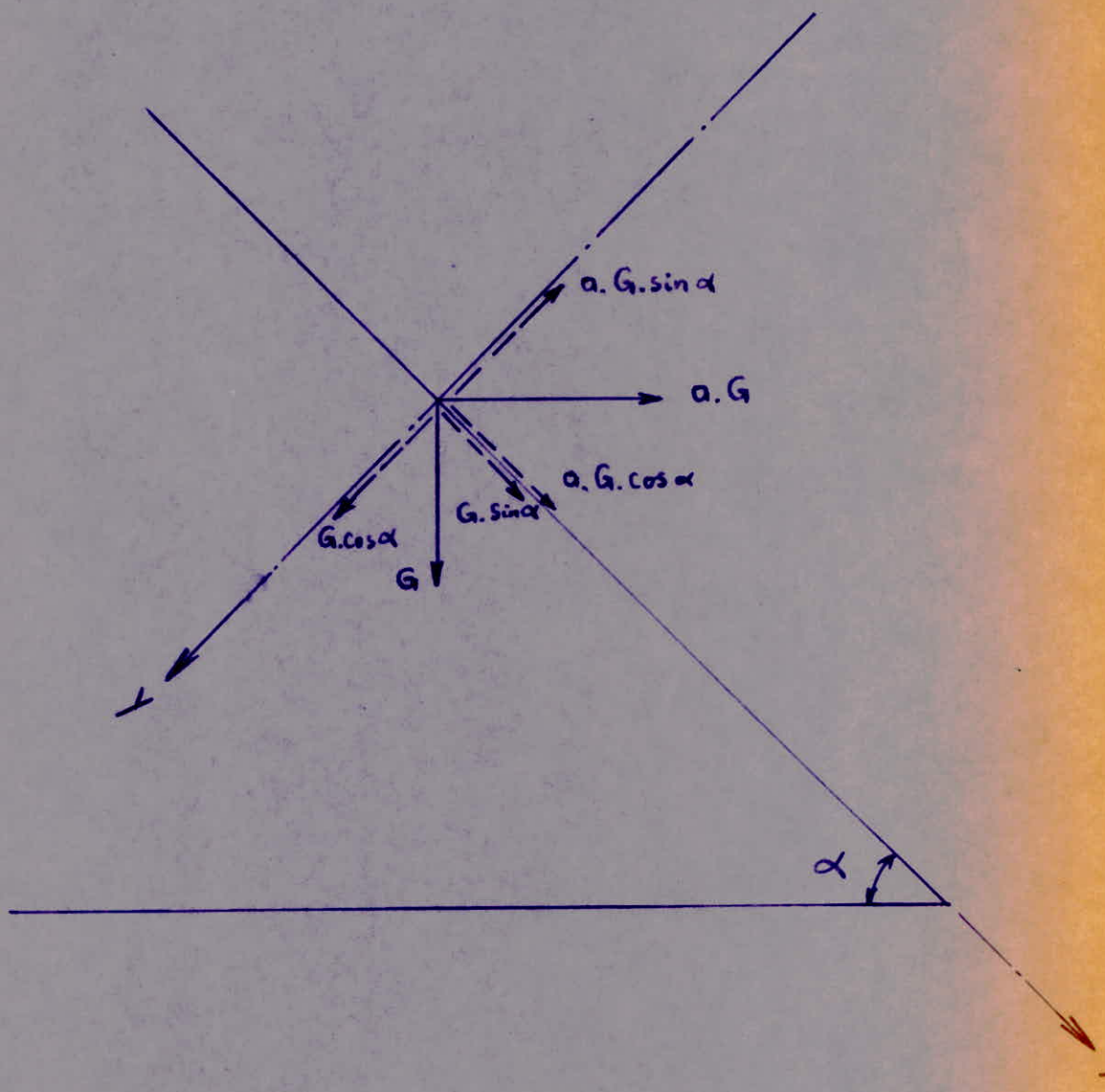
- Suivant " Y "

$$Fp = G \ (\cos \alpha - a.\sin \alpha)$$

La condition de stabilité est:

$$\sum F_p \geqslant \sum F_a$$

Inventaire des forces.



Pour assurer la stabilité de la pierre il faut que:

$$\frac{Fp}{Fa} = \frac{K}{f}$$

k : coefficient de sécurité

f : coefficient de frottement

$f = tg\ \varphi$, $\varphi = 38°$

φ : angle de frottement interne

Après transformation nous obtenons l'expression qui détermine la valeur du fruit aval:

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

a = coefficient sismique a = 0,15

En admettant un coefficient de sécurité qui dépend de la nature des matériaux constituant la recharge du plan incliné

$$K = 1,05$$

Le fruit amont : m1 = 1,1 m

Le résultats obtenus sont:

$m = 1,8$

$m_1 = 2,0$

2.7. Dimensionnement du noyau

L'inexistence de règles théoriques pour dimensionner le noyau nous conduit à faire un prédimensionnement de celui-ci tout en vérifiant la condition suivante:

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta t} \leq Jadm.$$

J = gradient hydraulique

ΔH = différence de charge à l'entrée et à la sortie du noyau

$\Delta t = \frac{t_1 + t_2}{2}$

En pratique la largeur du noyau est comprise entre (0,8 à 1,2) Hb.

Pour éviter tout risque de siphonnage par dessus la crête du noyau, il est indispensable d'adopter une hauteur supérieure à la hauteur du niveau d'eau maximal. Ce phénomène physique est dû à l'effet de capillarité. Un ancrage du noyau est nécéssaire du fait qu'il diminue les débits de resurgence et contribue à la stabilité de celui-ci

3. PERCOLATION

3.1. Infiltration

La circulation d'eau d'infiltration au sein du barrage et de ses fondations peut mettre en danger la stabilité de l'ouvrage. Si ces infiltrations sont importantes elles provoquent le phénomène de Renard et par conséquent la destruction totale de l'ouvrage.

L'étude de ces infiltrations doit permettre de déterminer les éléments suivants: - ligne de saturation
- débit de fuite.

3.2. Ligne de saturation

Ce réseau d'écoulement est caractérisé par une ligne dite "LIGNE DE SATURATION". Cet écoulement fut étudié par Kozeny, par la suite CASAGRANDE apportera quelques précisions.

Cette étude se fait sur la base de la parabole théorique qui est donnée par l'équation suivante.

$$X^2 + Y^2 = (X + Y_o)^2$$

X, Y coordonnées de la parabole

Y_o ordonné de la parabole

$$Y_o = \left(H^2 + d^2\right)^{1/2} - d$$

H : hauteur d'eau correspond au niveau normal de la retenue (m)

On détermine les paramètres de la parabole par les expressions mathématiques suivantes:

$d = t_2 - 0{,}7\ S$

$S = H\ m_1$; m_1 fruit du talus du noyau $m_1 = 0{,}5$

t_2 = largeur de la base du noyau

$t_2 = 2\ m_1\ Hn + t_1$

Hn = hauteur du noyau

t_1 = largeur de la crête du noyau

H(m)	Hn(m)	m_1	S	t_2(m)	d(m)	Y_o(m)
33	36,74	0,5	16,5	40,74	29,2	14,86

Dufait de la présence de 2 zones à l'intérieur (drains) de la digue, l'écoulement est caractérisé par l'écoulement à l'intérieur du noyau. On pourra appliquer à ce dernier les règles valables pour un écoulement à travers une digue homogène, en admettant que la ligne de saturation dans la recharge est horizontale et coîncide avec le plan d'eau.

Coordonnées pour le tracé de la ligne de saturation

X	-5	-4	-3	-1	0	5	-7,43	10	15	20	25	30	35
Y	8,5	10,09	11,47	13,82	14,86	19,22	0	22,76	25,81	28,55	31,04	33,35	35,51

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.

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

$$C = \frac{\Delta a}{a + \Delta a} \quad ; \text{ C'est une fonction de l'angle au pied du noyau}$$

pour un angle au pied du noyau = 63,43

C = 0,31 (voir graphe c = f (α) établi par Casagrande)

$a + \Delta a = 22,74$ m

$\Delta a = 7,05$ m

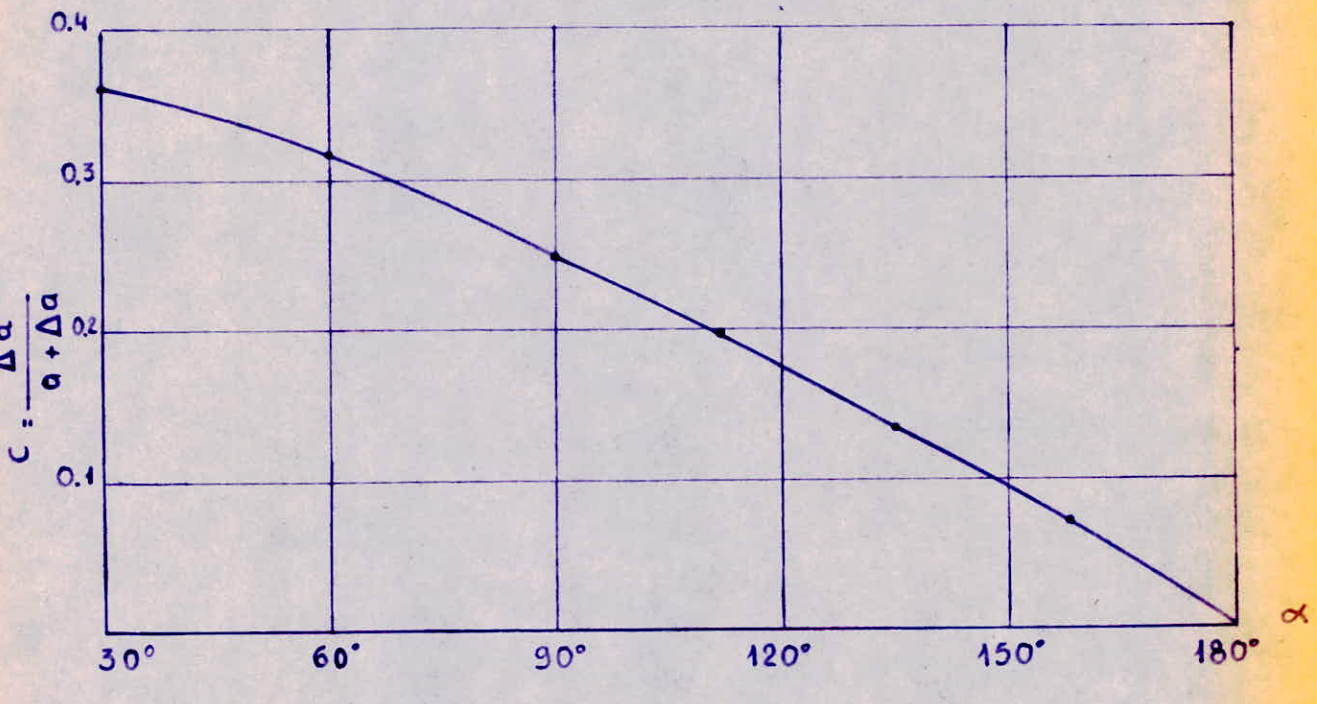
$a = 15,69$ m

Voir schéma d'écoulement (échelle: 1/250)

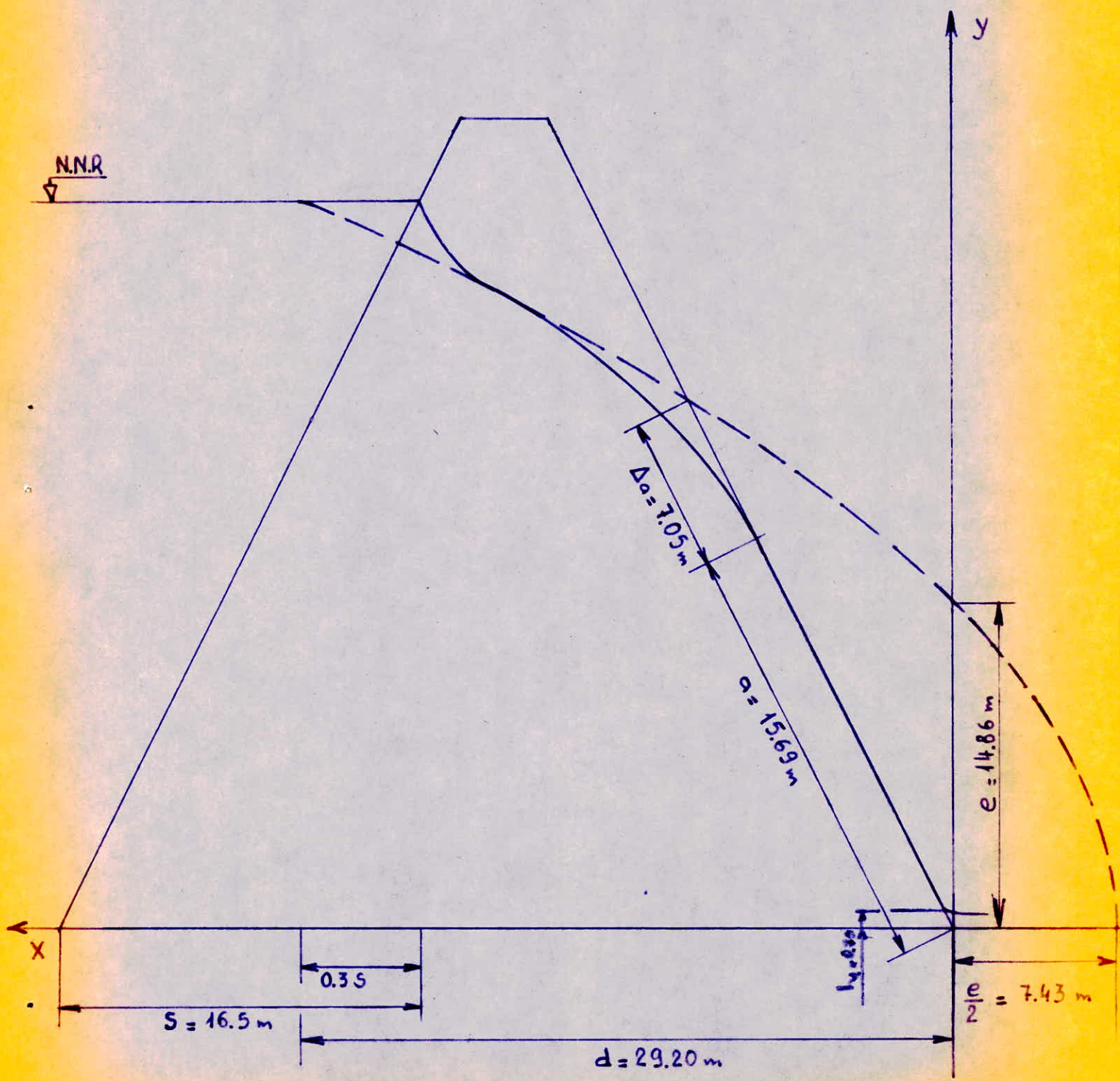
A la sortie du noyau l'ordonnée sera:

$$h_1 = \left(2 L Y_o \cdot \frac{K_1}{K} + h_o^2 \right)^{1/2}$$

Courbe établie par CASAGRANDE donnant C en fonction de α.



Représentation graphique de la ligne de saturation à l'interieur du noyau.



L = Longueur du massif aval (m) L = 97,125 m.

h_o = niveau d'eau à l'aval

h_1 = côte amont de la ligne de saturation dans la recharge aval

K_1 = perméabilité du noyau

K = perméabilité de la recharge

Y_o = ordonnée de la parabole théorique

3.3. Evaluation du débit de fuite

L'écoulement étant permanent, la loi de DARCY nous permet d'écrire:

$$q = K.I.A.$$

K = perméabilité du corps du barrage (K = 0,5)

A = Aire soumise à l'infiltration par unité de largeur

$$A = Y \cdot 1$$

$I = \frac{dy}{dx}$; I gradient hydraulique

d'où $q = K \cdot Y \cdot \frac{dy}{dx}$

Toute integration faite, on a $q = K \cdot \frac{h_1^2 - h_o^2}{2L}$

A.N. : $q = 3,03 \cdot 10^{-7}$ m^2/s

Pour une vérification éventuelle

$$q = K_1 \cdot e$$

$e = Y_o = 14,86$ m

K_1 : perméabilité du noyau ($K = 2.10^{-8}$ m/s)

$q = 2,972.10^{-7}$ m^2/s

En définitif le débit de fuite est négligeable, donc la stabilité de l'ouvrage est renforcée.

3.4. Vérification des dimensions du noyau

Les dimensions du noyau doivent satisfaire la condition suivante:

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta t} \qquad J_{adm} = 6 \text{ à } 12$$

ΔH = Différence de charge à l'entrée et la sortie du noyau (m)

Δt = Largeur moyenne du noyau

$H = 32,3$ m

$t = 22{,}375$ m

$J = 1{,}44 < J_{adm.}$

Il n'y a aucun risque d'entrainement des particules à l'aval du fait de la faiblesse du gradien hydraulique.

3.5. Filtres

Interposés entre le noyau d'argile imperméable et l'enrochement perméable, ils assurent une continuité granulométrique et évitent que les matériaux du noyau soient entrainés à l'aval par l'eau.

Le fuseau dans lequel doit s'inscrire la courbe granulométrique du filtre est défini en fonction de la granulométrie du sol à protéger.

Le choix du matériau du filtre doit obeir à la règle suivante:

a. Terzaghi

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geqslant 4 \quad \text{et} \quad \frac{D_{15}}{d_{85}} < 4$$

d_x : diamètre du sol à protéger laissant passer X % des éléments.

D_x : diamètre du filtre

b. Corps of engineers

$$12 \leqslant \frac{D_{50}}{d_{50}} \leqslant 58 \qquad \text{granulométrie étroite}$$

$$12 \leqslant \frac{D_{15}}{d_{15}} \leqslant 40 \qquad \text{granulométrie étendue}$$

3.6. Etanchéité

Sous l'effet des infiltrations qui se produisent dans le sol de fondation le barrage peut facilement céder, ces infiltrations entrainent la formation de renards, parmi les cas de rupture qui peuvent se produire:

- Rupture par suite des affouillements dans le terrain d'assise, d'où une destruction de l'ouvrage par submertion.
- Dépouillement progressif du talus aval sous l'action de la pression des eaux d'infiltration. La désagrégation des matériaux entrainera une distruction progressive du parement aval. Ces cas ne sont que les différents aspects du phénomène de renards.

Pour remerdier à cela, nous prevoyons un voile d'injection dans le but d'augmenter l'étanchéïté et le contact assise barrage.

Profondeur du voil frontal

$P_1 \geqslant$ (0,7 à 08) H. ; P_1 = 28,30 m

Profondeur du voile latéral

$P_2 \geqslant$ (0,15 à 0,25) H ; P_2 = 8 m

3.7. Galerie d'injection

Les injections se feront à partir d'une galerie d'injection qui sera dimensionnée de façon à permettre la bonne execution du voile.

4. STABILITE DES TALUS

L'étude de la stabilité du barrage en terre-enrochements est très importante, elle dépend en grande partie des caractéristiques géotechniques des matériaux utilisés. Pour l'étude de la stabilité, on définit un coefficient de sécurité minimum, d'après le C.P.S. le coefficient de sécurité doit-être supérieur à 1 ($\geqslant 1$). La stabilité de la digue sera vérifiée dans les cas suivants: Fin de construction (F.C.), Retenue normale (R.N.) et Vidange rapide (V.R.).

4.1. Stabilité des talus

L'étude de stabilité de la digue est celle de son talus amont et aval.

On prend comme hypothèse la forme de la surface au contact de laquelle il peut y avoir glissement, est une surface circulaire à axe horizontal qui est appelée cercle de glissement dans une coupe verticale de la digue. La rupture se produit instantanément et simultanément le long de toute la surface. On considère d'autre part qu'il n' y a aucune interaction dans la 3ème dimension du barrage transversale à la vallée.

La répartition des contraintes le long de cette surface doit satisfaire aux conditions d'équilibre définis suivant la méthode de calcul utilisée. Ces méthodes se différencient essentiellement par:

- Le choix de la surface de rupture.
- La détermination de la répartition des contraintes long de cette surface.
- La difinition du coefficient de sécurité

Il existe plusieurs méthodes de calcul (cercle de frottement de Taylor - Caquot - Birrez). On a opté pour la méthode des tranches (Fellenius, Bishop) qui est très utilisée dans le cas d'un barrage en terre - enrochement.

Procédé de la méthode

Cette méthode admet que la rupture présente une forme circulaire sur laquelle, le glissement se produit instantanément le long de cette surface cylindrique à axe horizontal de centre O et de rayon R.

Détermination des centres de glissement

1. Tracer à l'échelle un profil du barrage

2. Tracer la ligne du talus moyen; du milieu de celle-ci on trace deux droites l'une verticale l'autre inclinée de 80 à 90°.

3. D'après le tableau ci-dessous, déterminer les rayons $BM = K_1 - H_b$ et $BZ = K_2 - H_b$; former une zône $MZZ_1 M_1$ par ZM et $Z_1 M_1$ en prenant comme centre le point B.

4. Disposer dans cette zone les centres de glissement (voir schéma ci-après.

Pente du talus m	1	2	3	4	5	6
$\frac{BM}{Hb} = K_1$	0,75	0,75	1	1,5	2,20	3
$\frac{BZ}{Hb} = K_2$	1,5	1,75	2,3	3,75	4,80	5,50

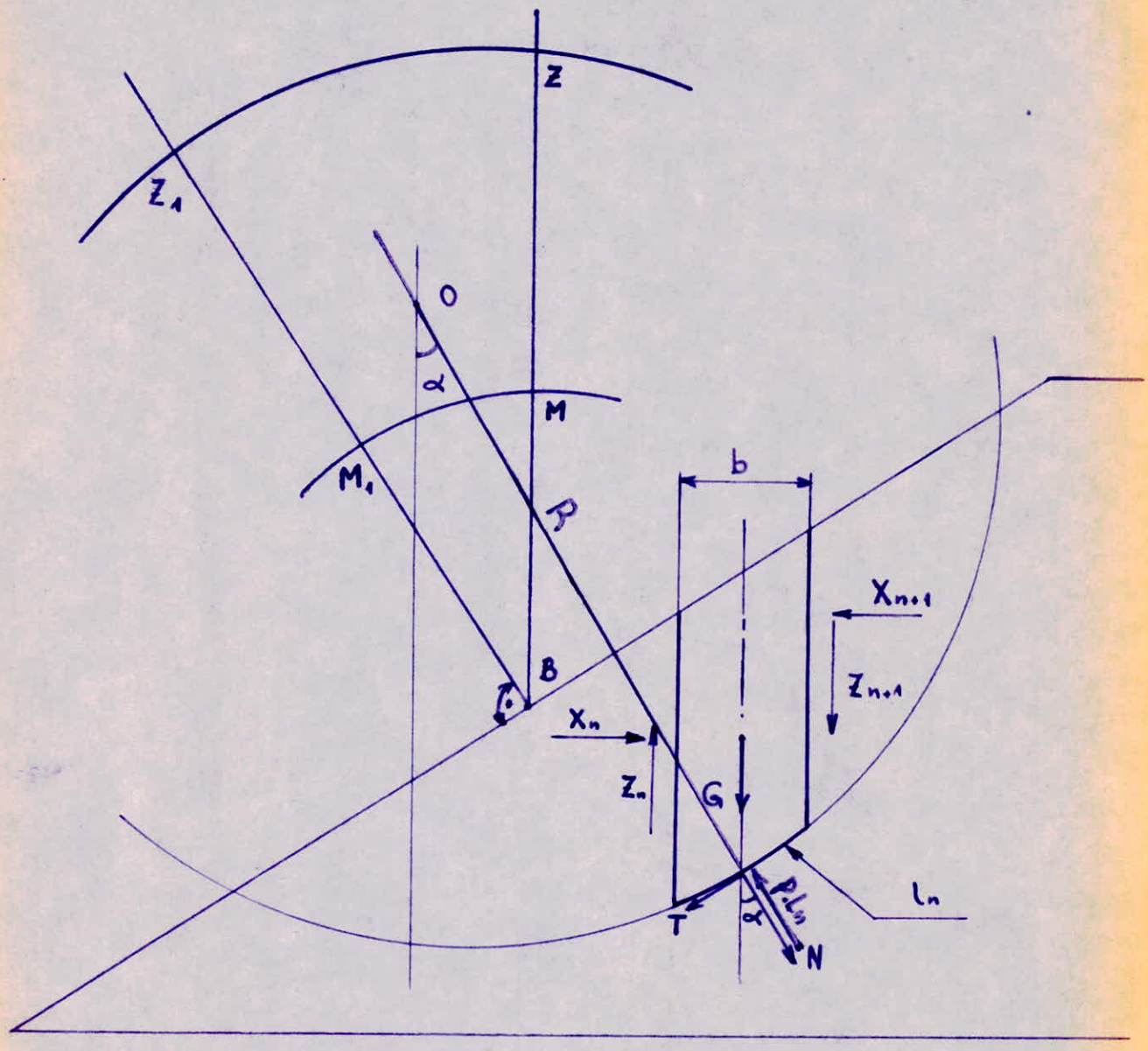
En faisant l'inventaire des forces qui s'appliquent sur une tranche d'ordre "n" nous obtenons:

Gn = Poids de la tranche

Nn = Composante normale de G

Tn = composante tangentielle de G

• Présentation de la méthode de FELLENIUS.



Xn = Composante horizontale dûe à l'action de la tranche voisine (n - 1).

Zn = Composante verticale dûe à l'action de la tranche voisine (n - 1).

Pour une éventuelle simplification, il est admis qu'au niveau de chaque tranche on a:

$Xn + 1 - Xn = 0 \qquad Xn + 1 = Xn$

$Zn + 1 \quad Zn = 0 \qquad Zn + 1 = Zn$

Inventaire des forces agissantes

a. Forces stabilisatrices

Force de frottement $(N - P.\,dl)\,tg\,\varphi$

N = composante normale de G

P = pression hydrostatique

dl= longueur de l'arc délimitant la base de la tranche

Force de cohesion : C dl

La somme des moments correspondant aux forces de frottement par rapport au centre de glissement O est donnée par:

$$M^t(F)_f = \sum \left((N - P.dl)\,tg\,\varphi + C\,dl\right) R$$

b. Forces motrices

T : Composante tangentielle à G. Cette force motrice à tendance à provoquer le glissement. La somme des moments par rapport au centre de glissement de cette force est donnée par:

$$M^t(f)_m = \sum R.T. = R \sum T$$

Pour le calcul de la stabilité des talus, on introduit un coefficient de sécurité pour obtenir les conditions normales compatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage.

Le coefficient de sécurité contre le glissement s'exprime par le quotient des forces stabilisatrices sur la somme des forces motrices:

$$K_s = \frac{\sum M^t(F)_f + \sum M^t(F)_c}{\sum M^t(F)_m}$$

$$K_s = \frac{R.\ \Sigma\left[(N - P\,dl)\ tg\ \varphi + C\,dl\right]}{R\ \Sigma T}$$

$$K_s = \frac{\Sigma\left[(N - P.\,dl)\ tg\ \varphi + C.\,dl.\right]}{\Sigma T}$$

Le découpage des tranches dans la partie du massif succesptible au glissement se fait de la façon suivante:

- La largeur de chaque tranche est donnée par l'expression:

$b = \frac{R}{n_t}$ = R rayon du cercle de glissement (m)

n_t = nombre totale des tranches

- La tranche coupée par la verticale issue du centre de glissement est affectée du chiffre zéro (0)

Pour le talus aval, le numérotage se fait de la manière suivante:

- Les tranches se trouvant à gauche de la tranche n = 0 seront numérotées positivement et celles se trouvant à droite négativement.

Pour le talus amont, les signes seront inversés, on détermine le poids de chaque tranche d'ordre "n" par l'expression:

$$G_n = b\ (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 . h''_n + \gamma_3\ h'''_n)$$

b = largeur de la tranche (m)

γ_1 = densité de la zone du massif située au dessus de la ligne de saturation (densité sèche)

γ_2 = densité de la zône au dessous de la ligne de saturation (densité saturée)

γ_3 = densité de l'assise

h'_n = hauteur moyenne de la partie de la tranche d'ordre "n" non saturée

h''_n = hauteur moyenne de la partie de la tranche d'ordre "n" saturée

h'''_n = hauteur moyenne de la partie de la tranche d'ordre "n" appartenant à l'assise

La force tangentielle est donnée par l'expression suivante:

$$T = G_n . \sin \alpha n$$

La composante normale du poids de la tranche est donnée par:

$$N = G_n . \cos \alpha n$$

γ_n = angle formé par l'interception de la tranche d'ordre "n" avec la verticale.

La pression hydrostatique dûe aux infiltrations des eaux est donnée par:

$$P\,dl = \gamma . hp\,dl.$$

avec $d\,ln = ln = \frac{b}{\cos \alpha_n}$

d'où

$$K_s = \frac{\sum \left(Gn. \left(1 - \sin^2 \alpha_n\right)^{1/2} . \gamma hp \frac{b}{\cos \alpha_n}\right) tg\ \varphi}{\sum Gn \sin \alpha_n}$$

$$K_s = \frac{\sum \left(N - \gamma hp. \frac{b}{\cos \alpha_n}\right) tg\ \varphi}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

Types de fonctionnement considérés lors de l'étude de la stabilité des talus.

- On a considéré deux types de fonctionnement pour chaque talus à savoir:
  - Talus amont
    - Fin de construction
    - Vidange rapide

L'abaissement rapide du niveau d'eau dans la retenue peut provoquer un entrainement simultané de petites particules formant le massif, par conséquent un glissement peut se produire

$$(N - P\,dl) = (\gamma Sat - 1)\ n.b.$$

γ sat-- 1 : densité immergée

$n = h_n . \cos \alpha_n.$

d'où $(N - P\,dl) = (\gamma sat - 1)\ b\ hn \cos \alpha_n.$

- La composante tangentielle sera:

$$T = \gamma sat.\ b.\ t.$$

avec $t = h. \sin \alpha_n.$

Cette force tangentielle est génératrice d'un mouvement d'entrainement de particules.

Lors du vidange rapide l'angle de frottement interne des matériaux constituant la recharge diminue en valeur; mais cette réduction ne peut être évaluer théoriquement, car ceci fait appel aux essais in-situ.

Talus aval

- Fin de construction
- Fonctionnement normal

Sollicitations dûes aux seismes :

Le seisme est un facteur naturel qui peut nuire à la stabilité de l'ouvrage. De ce fait, on tient compte de la force dûe à l'accélération d'un tel mouvement.

$$\sum a\, G_n\, dn = \sum M^t\,(F)_{Nat}$$

Le coefficient de sécurité contre le glissement sera déterminé par l'expression suivante (cas de seisme).

$$K_{ss} = \frac{\sum (Nn - Pn.d\, Ln)\, Tg\, \varphi}{\sum Tn + \frac{1}{R} \sum a\, Gn\, dn}$$

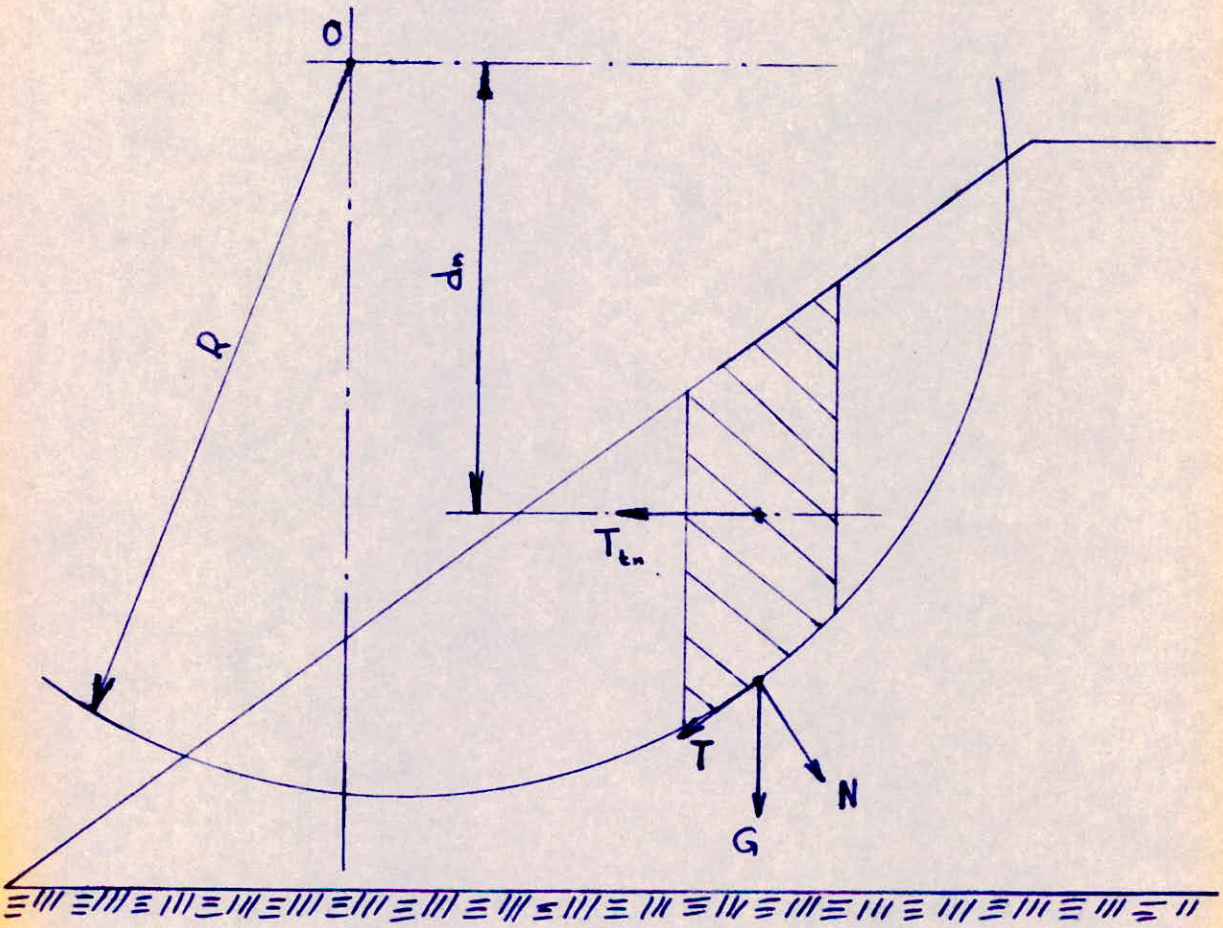
avec a.Gn : la force dûe au seisme

dn : bras de levier

a : coeffcient sismique : a = 0,15

Les résultats de calculs de l'étude de la stabilité sont récapitulés dans le tableau qui suit:

Sollicitations dues aux seismes.



différents Cas.	Rayon (m)	Sollicitations sans seisme. Ks	Sollicitation avec seisme. Kss
Fin de Construction. Talus amont.	49.50	1.85	1.48
	53.75	1.99	1.63
	58.75	2.01	1.64
Fin de Construction. Talus aval.	48.125	1.83	1.41
	51.25	1.90	1.47
	54.375	1.59	1.33
Retenue normale. Talus aval .	54.87	2.31	1.96
	59.50	2.35	1.93
	62.75	2.09	1.74
Vidange rapide. Talus amont.	49.50	1.47	1.18
	53.75	1.22	1.01
	58.75	1.14	0.93

CHAPITRE IV

OUVRAGES ANNEXES

1. DERIVATION PROVISOIRE

La dérivation totale du débit de crûe décennale de l'ordre de 1057 m^3/s, semble pratiquement impossible car ceci nécessite une galerie de 13m de diamètre avec une vitesse de 8m/s.

La construction d'un batardeau s'avère nécessaire.
Pour cela on évacue une partie de la crûe par une dérivation provisoire et d'autre partie de la crûe sera stockée dans le batardeau.

- Conception des dimensions du batardeau et de la dérivation provisoire

On se fixe un volume de 30,853 hm^3 à évacuer et pour une vitesse de 8m/s on obtient une galerie de 4 m de diamètre.

Le volume restant qui sera emmagasiné par le batardeau de 35hm^3 correspond à une hauteur de 11,50m. (déterminée à partir de la courbe de remplissage du réservoir).

La hauteur du noyau du batardeau sera de 14,50 m,ce qui donnera une hauteur de 15,50 m, la hauteur totale du batardeau (excavation comprise).

2. EVACUATEUR DE CRUES

- But:

La submersion est un danger permanent pour les barrages en période de crûes. Pour que l'ouvrage soit garant contre un tel danger la projection d'un ouvrage d'évacuation est indispensable.

Comme son nom l'indique sa principale fonction est de permettre l'évacuation des débits de crues sans que les autres ouvrages ne puissent être endommagés par submersion ou par affouillements.

- Choix de l'évacuateur de crues

Le choix et l'emplacement de l'ouvrage est guidé par de multiples considérations.

Une étude hydrologique est nécessaire pour décider des capacités d'évacuation de l'ouvrage. La topographie et la geologie du site jouent un rôle important dans un choix guidé par des facilités d'exécution.

L'évacuateur du barrage El-Afia consiste en un diversoir frontal avec tête type créager suivi d'un coursier entièrement bétonné et d'une

restitution en saut de Ski. L'implantation de cet ouvrage est choisi en rive gauche.

Ce profil est obtenu à partir du profil correspond à la charge unitaire H = 1 m. Pour déduire le profil correspondant à une charge H_1 nous allons appliquer la loi de similtitude de Rech-Froude, les forces d'inertie et de pesanteur sont prépondérantes devant les forces de viscosité, ceci justifie l'application de cette loi de similitude.
Pour cela le rapport des dimensions linéaires étant constant.

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{X}{x} \qquad X = H_1 x$$

$$\lambda = \frac{H_1}{H} = \frac{Y}{y} \qquad Y = H_1 \cdot y.$$

De cette façon en se servant des coordonnées x et y correspondant à la charge H nous allons tracer point par point le profil de notre coursier point par point de coordonnées (x , y).

(Voir tableau page 74)

2.1. Stabilité de l'évacuation de crues

Pendant son exploitation l'ouvrage est soumis à diverses sollicitations qui sont variables dans le temps ainsi nous devons prévoir son comportement dans plusieurs cas de charge afin d'apporter les solutions à sa sécurité.
Dans notre présente étude nous vérifierons la stabilité contre:

- le glissement
- le renversement
- le soulèvement.

a. Stabilité contre le glissement

Le coefficient de sécurité est défini par:

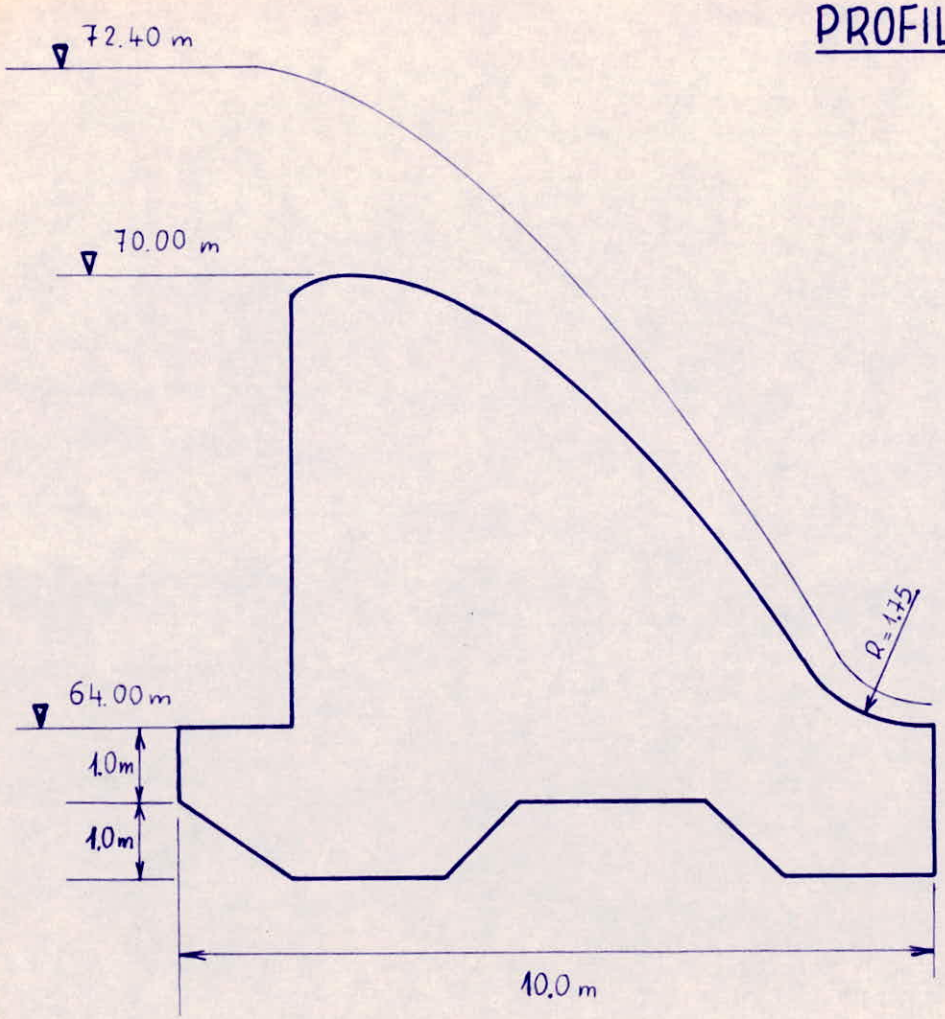
$$K_G = \frac{\text{Forces stabilisatrices}}{\text{Forces d'entrainement}}$$

$$K_G = \frac{f\,(G - W\emptyset)}{P}$$

f = coefficient de frottement (f = 0,5 à 0,75)
G = poids de l'ouvrage
$W\emptyset$ = pression de l'eau d'infiltration
P = poussée dûe à la pression de l'eau.
$G = \frac{1}{2}\, b \cdot h \cdot b$

Profil	H = 1,0 m	Profil	H_1 = 2,8 m
0,0	0,126	0,00	0,352
0,1	0,036	0,28	0,100
0,2	0,007	0,56	0,019
0,3	0,000	0,84	0,00
0,4	0,006	1,12	0,016
0,5	0,027	1,4	0,075
0,6	0,060	1,68	0,168
0,7	0,100	1,96	0,280
0,8	0,146	2,24	0,408
0,9	0,198	2,52	0,554
1,0	0,256	2,80	0,716
1,1	0,321	3,08	0,898
1,2	0,394	3,36	1,103
1,3	0,475	3,64	1,330
1,4	0,564	3,92	1,579
1,5	0,661	4,20	1,850
1,6	0,764	4,48	2,139
1,7	0,873	4,76	2,444
1,8	0,987	5,04	2,763
1,9	1,108	5,32	3,102
2,0	1,235	5,6	3,458
2,1	1,369	5,88	3,833
2,2	1,508	6,16	4,222
2,3	1,653	6,64	4,628
2,4	1,804	6,72	5,051
2,5	1,980	7,0	5,544
2,6	2,122	7,28	4,941
2,7	2,289	7,56	6,409
2,8	2,462	7,84	6,893

PROFIL DE L'EVACUATEUR DE CRUE.



Echelle : 1/100.

b = poids spécifique du béton = 2,4 t/m^3

h = 6 m

h = 10 m

G = 72,00 t/m

Poussée de l'eau sur le parement amont

$P = \frac{1}{2} \gamma h^2$

P = 18 T/m2

Pression d'infiltration

$W\emptyset = \frac{1}{2} \alpha \gamma . h . b.$

Coefficient de réduction des sous pressions.

α = 0,5 à 1,0 ; soit α = 0,6

W$\emptyset$ = 18,0 t/m2

D'où K_G = 1,95

b. Stabilité contre le renversement

$$K_r = \frac{\sum \text{moment des forces retenants}}{\sum \text{moment des forces renversantes}}$$

moment retenant = $G. \frac{2}{3} b - W\emptyset \frac{2}{3} . b \ (G - W\emptyset)$

moment renversant = $\frac{1}{3} . P . h$

$$K_r = \frac{2/3 . b . (G - W\emptyset)}{\frac{1}{3} P. h.}$$

K_r = 3,56

c. Stabilité contre le soulèvement

$$K_s = \frac{\text{forces empêchant le soulèvement}}{\text{forces provoquant le soulèvement}}$$

$$K_s = \frac{G + P_1}{W\emptyset}$$

P_1 = poids de l'eau sur la console à la base du déversoir

$P_1 = b_1 h$

b_1 : largeur de la console à la base

d'où $K_s = 4,66$

Dans aucun cas la stabilité de l'ouvrage n'est menacée par conséquent aucune modification n'est à apporter.

2.2. Caractéristique de l'évacuateur de crue

L'évacuateur de crue est caractérisé par un déversoir type Greager, d'un canal d'évacuation trapezoïdal et d'un dissipateur d'énergie.

- Calcul hydraulique

a. La hauteur critique au dessus du seuil du déversoir est:

$$K = \left(\frac{q^2}{g} \right)^{1/3} \quad (m)$$

q : débit unitaire (m^2/s)

$$q = \frac{Q}{b} = 9,86 \ m^2/s$$

q : débit à évacuer (m^3/s); $Q = 1480 \ m^3/s$

g : accélération de la pesanteur $g = 9,81 \ m^2/s$

b : largeur du déversoir (m) $b = 150$ m

$K = 2,148$ m. $\quad H_K = \frac{3}{2} K = 3,22$ m

En négligeant les pertes de charge sur le parement aval du déversoir, la charge au pieds de celui-ci sera:

$$H = h_t + \frac{V_t^2}{2g} = H_K + (C_s - C_r)$$

h_t : profondeur d'eau au pied du déversoir (m)

V_t : vitesse d'écoulement au pied du déversoir (m/s)

C_s : côte du seuil (m)

C_r : côte du radier (m)

d'où $H = 3,22 + 6 = 9,22$.

avec $H_t = \frac{H}{K}$ $\quad H_t = 4,29$

On déduit de l'abaque 18 a (voir annexe)

$100 \ h_t = 35,7 \quad h_t = 0,357$

$h_t = K \cdot h_t = 0,357 \times 2,148 = 0,7668 = 0,77$ m.

3. Canal évacuateur

Le débit évacué par le déversoir sera restitué à l'oued par un canal de restitution de section trapezoïdale. Ce dernier sera convergent pour atteindre une largeur de 20 m.

L'écoulement dans le canal est un écoulement graduellement non uniforme dont l'équation caractéristique est l'équation différentielle suivante:

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

Les profondeurs hi caractérisant l'état de la présence de le surface libre de l'eau ou courbe de remous d'ordonnée hi et d'abcisse li sont obtenues par intégration de l'équation différentielle dans laquelle

Q : débit véhiculé par le canal (m^3/s)
e : largeur du plan d'eau
A : section mouillée
dl: distance entre deux sections consécutives
Ju: Pente géométrique du canal
J : Gradient de perte de charge

Les tableaux qui suivent récapitulent les résultats d'un programme établi par Mr G. LAPRAY, pour une TI 59.

Programme donnant le profil en long de la surface Libre Remous en canal trapezoïdale linéairement convergent.

LRN 2nd LBL A RCL 05 x^2 +1 = $\sqrt{x}$ x 2 = STO 09 RCL08 +RCL 17 ÷2 = STO07 R/S

25 2nd LBL B RCL 15 STO 14 ÷2 + RCL 06 = ÷RCL 20 x(RCL16 - RCL 18) + RCL 18 = STO 04

54 x RCL07 + RCL 05 x RCL 07 x^2 = STO 10 x 4 ÷ (RCL 04 + RCL 09 x RCL 07) = STO 11

83 1/x x RCL 02 = STO 29 ln x x .86 - 1.14 = x^2 1/x STO 12 1 - RCL 01 x^2 x (RCL04 + 2 x RCL 05

113 x RCL07) ÷ 9.8 ÷ RCL 10 y^x 3 = STO 13 ÷ (RCL03 - RCL 12 x (RCL 01 ÷ RCL 10) x^2 ÷ RCL 11 ÷

155 19.6) x RCL 17 = STO 15 - RCL 14 = 2nd |x| 2nd x≥t B RCL 15 2nd |x| SUM 06 RCL 17 SUM

181 08 RCL 08 + RCL 17 ÷ 2 = STO 07 RCL 01 ÷ RCL 10 x RCL 11 ÷ RCL 00 = STO 19 RCL 06 R/S

Allure de la profondeur critique hypothétique.

209 2nd LBL C RCL 04 + 2 x RCL 05 x RCL 27 = STO 31 RCL 04 + RCL 05 x RCL 27 =

233 x RCL 27 = STO 30 1/x y^x 3 x RCL 31 x RCL 01 x^2 ÷ 9.8 = STO 28 y^x .3

259 x RCL 27 = STO 27 RCL 28 - 1 = 2nd |x| 2nd x≥t C RCL 09 x RCL 27 + RCL 04

281 = STO 26 1/x x RCL 30 x 4 = STO 23 1/x x RCL 02 = STO 21 ln x x .86 -

306 1.14 = x^2 1/x STO 24 ÷ RCL 23 x RCL 01 x^2 ÷ RCL 30 x^2 ÷ 19.6 = STO 22

÷ RCL 03 = 1/x STO 25 RCL 27 R/S

Allure de la profondeur normale hypothétique.

344 2nd LBL D RCL 04 + RCL 05 x RCL 37 = x RCL 37 = STO 40 RCL 40 + RCL 37 x RCL 09

369 = STO 36 1/x x 4 x RCL 40 = STO 33 ÷ RCL 02 = 1/x STO 39 ln x x .86 - 1.14

398 = x^2 1/x STO 35 ÷ RCL 33 x RCL 01 x^2 ÷ RCL 40 x^2 ÷ 19.6 = STO 32 ÷ RCL 03 =

426 y^x .3 x RCL 37 = STO 37 RCL 32 - RCL 03 = 2nd |x| 2nd x≥t D RCL 01 ÷ RCL 40 =

450 STO 34 x RCL 33 ÷ RCL 00 = STO 38 RCL 37 R/S

Introduire :

$\nu = 10^{-6}$ → STO 00 ; $\Delta L = 5$ → STO 15

$Q = 1480$ → STO 01 ; $b_n = 20$ → STO 16

$\varepsilon = 10^{-3}$ → STO 02 ; $b_o = 150$ → STO 18

$J_u = 0,12$ → STO 03 ; $L_n = 250$ → STO 20

$\mathfrak{T} = 10^{-6}$ → STO 05 ; $K = 2,148$ → STO 27

$L_o = 0$ → STO 06 ; $h_u = 0,65$ → STO 37

$H_o = 0,77$ → STO 08 ; 0,00 $x \rightleftarrows t$

Δh (varie par tranche) → STO 17

Appuyer sur : A → $h_u + \frac{\Delta h}{2} = 0.765$ → STO 07

RCL 09 → $x = 2\sqrt{1+\mathfrak{T}^2} = 2$

B → $L_{o-1} = 2,81$ → STO 06

RCL 08 → $h_i = 0,76$

RCL 04 → $b_i = 149,269$

RCL 29 → $\varepsilon/D_h = 0,00033$

RCL 19 → $\mathbb{R} = 3,92.10^7$

RCL 12 → $f = f_r = 0,0154$

C → $k = 2,156$ → STO 27

D → $h_u = 0,558$ → STO 37

Pour remplir le tableau donnant les types de remous, on doit appuyer uniquement sur B, C et D en faisant varier Δh chaque fois qu'il est nécessaire.

Remous descendant type P_2

turbulent rugueux, torrentiel supernormal.

Li	hi	b_i^{i-1}	Ki	hui	Δh
0.0	0.77		2.148		
		149.269			
2.81	0.76		2.156	0.558	
		147.129			
5.92	0.75		2.171	0.562	
		146.018			
9.393	0.74		2.188	0.566	
		144.090			
13.319	0.73		2.207	0.571	
		141.900			
17.831	0.72		2.230	0.576	
		139.340			
23.135	0.71		2.257	0.583	
		136.290			
29.595	0.70		2.291	0.591	
		132.430			
37.966	0.69		2.335	0.602	
		126.990			
50.521	0.68		2.401	0.618	
		123.670			
50.710	0.6799		2.444	0.628	-0.0001
		123.580			
50.884	0.6798		2.445	0.629	
		123.490			
51.058	0.6797		2.447	0.6293	
		123.400			
51.230	0.6796		2.448	0.6296	
		123.310			
51.410	0.6795		2.449	0.6299	
		123.210			
51.580	0.6794		2.450	0.6301	
		123.120			
51.770	0.6793		2.452	0.6304	
		123.030			
51.950	0.6792		2.453	0.6308	
		122.930			
52.130	0.6791		2.454	0.6311	
		122.840			
52.321	0.6790		2.455	0.6314	
		122.841			
52.500	0.6789		2.4558	0.6318	
		122.181			
54.460	0.6781		2.464	0.6335	
		121.100			
56.692	0.6771		2.479	0.6371	
		119.843			
59.693	0.6761		2.496	0.6412	
		118.333			
62.500	0.6751		2.5178	0.6464	
		116.321			
67.023	0.6741		2.5467	0.6534	
		114.978			
67.660	0.6740		2.566	0.6582	

Remous ascendant type P_3

turbulent rugueux, torrentiel subnormal.

Li	hi	b_i^{i-1}	Ki	hui	Δh
68.287	0.6741	114.974	2.566	0.658	+0.0001
68.949	0.6742	114.662	2.771	0.659	
69.666	0.6743	114.332	2.576	0.660	
70.450	0.6744	113.970	2.581	0.661	
71.340	0.6745	113.590	2.587	0.663	
72.364	0.6746	113.160	2.593	0.664	
73.604	0.6747	112.690	2.601	0.666	
75.243	0.6748	112.151	2.609	0.668	
77.812	0.6749	111.541	2.619	0.670	
79.695	0.6750	109.047	2.658	0.680	
80.917	0.6751	108.240	2.672	0.683	
81.899	0.6752	107.667	2.681	0.685	
82.745	0.6753	107.190	2.689	0.689	
83.501	0.6754	106.775	2.696	0.689	
84.191	0.6755	106.399	2.702	0.691	
84.830	0.6756	106.054	2.708	0.692	
85.830	0.6757	105.732	2.714	0.693	
85.993	0.6758	105.430	2.719	0.695	
86.529	0.6759	105.144	2.724	0.696	
87.042	0.6760	104.870	2.728	0.697	
87.533	0.6761	104.610	2.733	0.698	
88.005	0.6762	104.350	2.737	0.699	
91.982	0.6772	103.202	2.758	0.704	+0.001
95.261	0.6782	101.310	2.792	0.712	
98.106	0.6792	99.724	2.822	0.719	
100.875	0.6801	98.193	2.851	0.726	
103.196	0.6811	96.941	2.875	0.732	
103.660	0.6812	96.152	2.891	0.736	
103.880	0.6813	96.038	2.893	0.7372	

Remous ascendant type P_3
turbulent rugueux, torrentiel subnormal.

L_i	h_i	b_i^{i-1}	K_i	h_{ui}	Δh	L_i	h_i	b_i^{i-1}	K_i	h_{ui}	Δh
		95.924						68.24			
104.10	0.68142		2.896	0.737		157.660	0.7143		3.633	0.915	
		93.169						67.78			
110.172	0.68144		2.952	0.751		158.550	0.7148		3.650	0.919	
		92.262						67.32			
111.893	0.68149		2.972	0.756		159.430	0.7153		3.667	0.923	
		91.383						66.86			
113.555	0.6824		2.991	0.760		160.300	0.7156		3.683	0.927	
		90.533						66.41			
115.162	0.6834		3.009	0.766		161.170	0.7165		3.700	0.931	
		89.709						65.96			
116.722	0.6844		3.028	0.769		162.040	0.7175		3.717	0.935	
		88.910						65.51			
118.238	0.6854		3.046	0.774		162.890	0.7185		3.734	0.940	
		88.130						65.07			
119.710	0.6864		3.064	0.778		163.750	0.7195		3.751	0.944	
		87.370						64.62			
121.150	0.6874		3.082	0.782		164.590	0.7205		3.768	0.948	
		86.63						64.19			
122.560	0.6884		3.099	0.786		165.430	0.7215		3.785	0.952	
		85.91						63.75			
123.930	0.6894		3.116	0.791		166.270	0.7220		3.802	0.956	
		85.20						63.32			
125.280	0.6904		3.134	0.795		167.100	0.7235		3.819	0.960	
		84.50						62.89			
126.600	0.6914		3.151	0.799		167.920	0.7245		3.837	0.965	
		83.82						62.46			
127.890	0.6924		3.168	0.803		168.740	0.7255		3.854	0.969	
		83.16						62.03			
129.170	0.6934		3.185	0.807		169.560	0.7265		3.872	0.973	
		82.50						61.61			
130.410	0.6944		3.218	0.811		170.370	0.7275		3.895	0.977	
		81.86						59.38			
131.640	0.6949		3.235	0.815		178.13	0.7375		3.986	1.001	+0.01
		81.22						55.43			
132.850	0.6956		3.252	0.819		185.590	0.7475		4.170	1.046	
		80.60						51.64			
134.040	0.6965		3.254	0.823		192.710	0.7575		4.376	1.095	
		80.54						48.01			
135.350	0.6970		3.303	0.825		199.530	0.7675		4.593	1.148	
		18.72						44.53			
137.610	0.6975		3.321	0.836		206.080	0.7775		4.829	1.206	
		78.09						41.18			
138.810	0.6979		3.337	0.840		212.410	0.7875		5.088	1.270	
		77.53						37.95			
139.900	0.6986		3.353	0.844		218.520	0.7975		5.373	1.341	
		76.97						34.82			
140.970	0.6996		3.369	0.848		224.440	0.8075		5.690	1.420	
		76.42						31.79			
142.020	0.7006		3.386	0.852		230.190	0.8175		6.047	1.511	
		75.87						28.84			
143.070	0.7016		3.470	0.855		235.780	0.8275		6.450	1.615	
		73.07						25.98			
152.170	0.7121		3.545	0.876		241.210	0.8375		6.910	1.736	
		70.80						23.19			
153.750	0.7125		3.545	0.894		246.500	0.8475		7.460	1.881	
		69.48						20.48			
155.860	0.7133		3.601	0.907		250.640	0.8575		8.100	2.059	
		68.71									
156.770	0.7139		3.617	0.911							

4. Vidange du réservoir

a. Durée de vidange

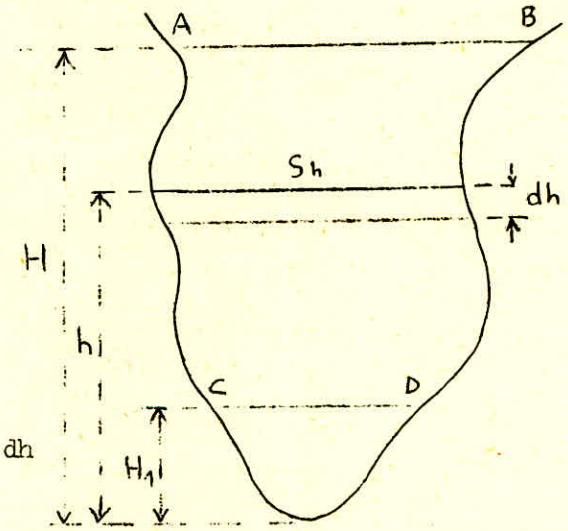
Lors du vidange de fond le régime de l'écoulement n'est pas permanent. Quand le niveau s'abaisse on a constamment pour toute hauteur d'eau h

$$Q = m \cdot \Omega \sqrt{2gh}$$

Pendant le temps dt le niveau s'abaisse de dh; Sh l'aire de la surface libre pour cette hauteur h. L'équation de continuité s'écrit:

$$Q \cdot dt = - Sh \cdot dh$$

$$m \Omega \sqrt{2g\, dt} = - Sh \frac{dh}{\sqrt{h}}$$



Le temps nécessaire pour que le niveau s'abaisse de AB à CD sera (m étant constituant).

$$m \cdot \Omega \sqrt{2g}\; t = - \int_{H}^{H_1} \frac{Sh}{\sqrt{h}}\, dh$$

$$t = \frac{1}{m \Omega \sqrt{2g}} \int_{H_1}^{H} \frac{Sh}{\sqrt{h}}\, dh$$

$$m = \frac{1}{\left(1 + \zeta + \lambda \frac{l}{d}\right)}$$

et le temp T nécéssaire à la vidange complète sera donné par:

$$T = \frac{1}{m \cdot \Omega \sqrt{2g}} \int_{0}^{H} \frac{Sh}{\sqrt{h}}\, dh$$

L'integrale du second nombre dépend de la loi Sh = f(h). C'est à dire de laforme du réservoir:

En pratique on passe de l'integrale à la somme algebrique des sections élémentaires:

$$T = \frac{1}{m\Omega\sqrt{2g}} \sum_{h=0}^{H} \frac{Sh}{\sqrt{h}} \Delta h$$

Les sections élémentaires Sh seront déterminées à partir de la courbe de remplissage du réservoir.

T = 26,7 jours.

5. Prise d'eau

Destinée à alimenter la région d'Annaba ainsi que sa zône industrielle une tour inclinée de prise d'eau en béton armé a été prévue sur le versant droit. Le dispositif assurant le prélèvement d'eau est constitue d'ouvsertures situées à différents niveaux. Cette alimentation s'effectue par 3 conduites en acier qui débouchent vers une conduite principale. Les pompes seront disposées à chacun de ces niveaux.
(VOIR plancho N° 6)

Calcul hydraulique

Le débit de prise a été estimé à 250 l/s. En prenant un diamètre de 400 mm (refoulement). La vitesse correspondante est 1,98 m/s.

Estimation du volume des matérieux

Matériaux	Volume (m^3)
Rip-Rap	112705,25
Filtre	152205,75
Recharge	790524,75
Argiles	417429,75
Excavation	215618,50
Dérivation provisoire	5089,40
Déversoir plus canal évacuateur	320

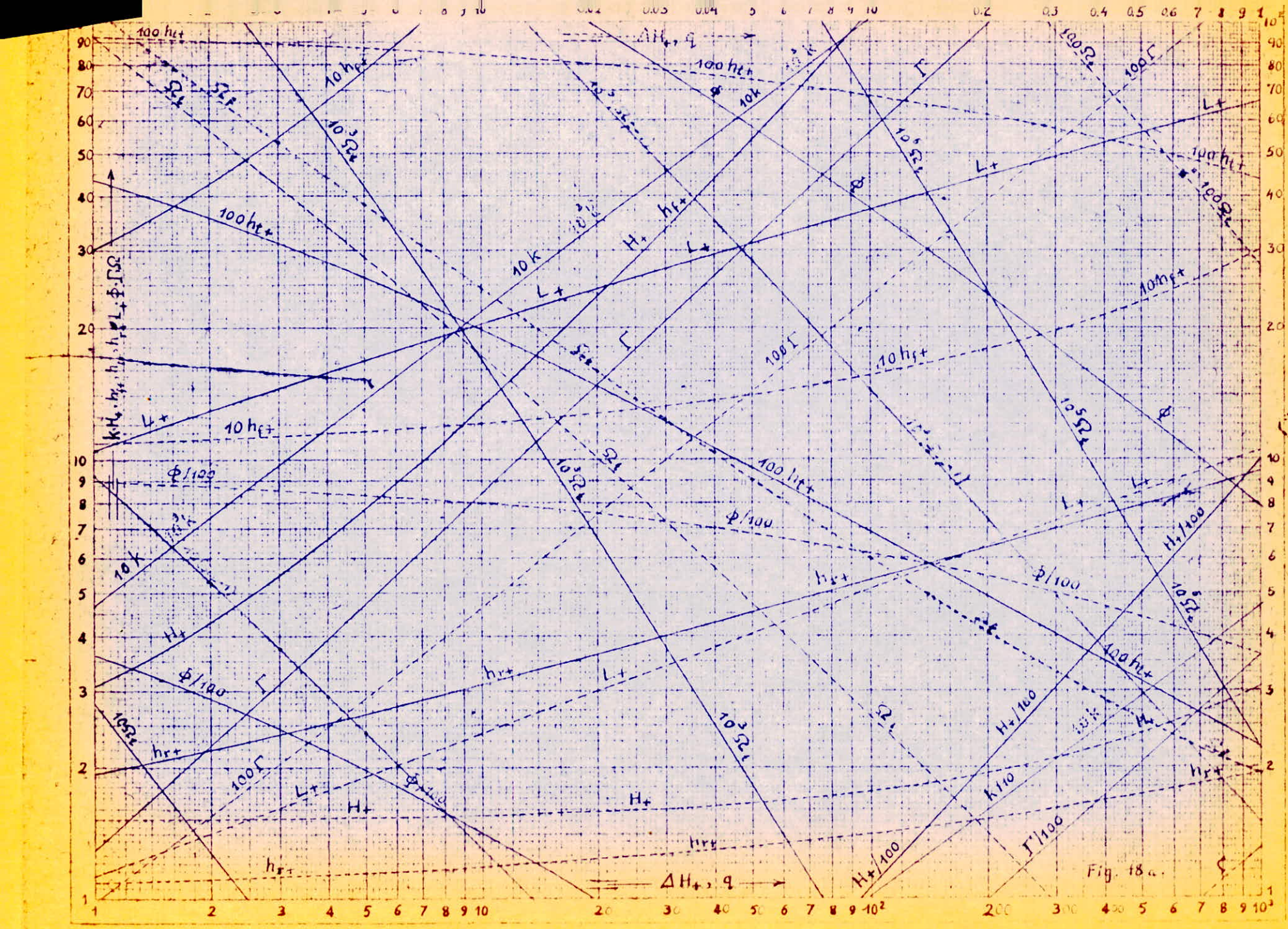
C O N C L U S I O N

Le site du barrage de Mexanna El-Afia ne pose pas de problème géologiques difficiles et se prête bien à l'édification d'une digue mixte (terre -enrochements) qui modifiera le régime hydrologique de l'oued Kebir Est et protègera les terres contre les crues.

Les problèmes de structures géologiques ne sont pas ici déterminantes sauf peut-être l'accident (voir carte géologique du site) de rive droite qu'il conviendra d'étudier en détail lors de la suite des études.

Les problèmes restant à résoudre sont surtout d'ordre géotechniques.

Nous espérons que ce modeste travail ouvrira la voie à d'autres études plus complètes et détaillées.


ΔH₊, q
K·H₊, h₂₊, h₁₊, h₀₊, L₊, Φ·ΓΩ
100 h₁₊
10 h₁₊
100 h₂₊
10 K
L₊
Φ/100
10 Ω₊
100 Γ
H₊
h₂₊
10 h₂₊
100 K
Γ
Ω₊
10³ Ω₊
100 Ω₊
10 h₀₊
100 h₀₊
H₊/100
H₊/1000
K/10
Γ/100
Fig. 18 a.

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

REMENIERAS G. : Eléments d'hydrologie de l'ingénieur

SCHNEEBELI : Hydraulique souterraine

LAPRAY G. : Théorie de la longueur fluidodynamique

CARLIER M. : Hydraulique générale et appliquée

ROCHE M. : Hydrologie de surface

BELEKONEV E. : Barrages en matériaux locaux



ECOLE - NATIONALE - POLYTECHNIQUE

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MYASSINE EL ABIAD.

Titre : COUPE GEOLOGIQUE DU SITE.		Echelle : 1/1000
Dessinateur : ADJADJ O et BOUCHENAK Y	Signature	Dessiné le : 06/88
Promoteur : Mr MEKLOUFI Y		Planche n° 1

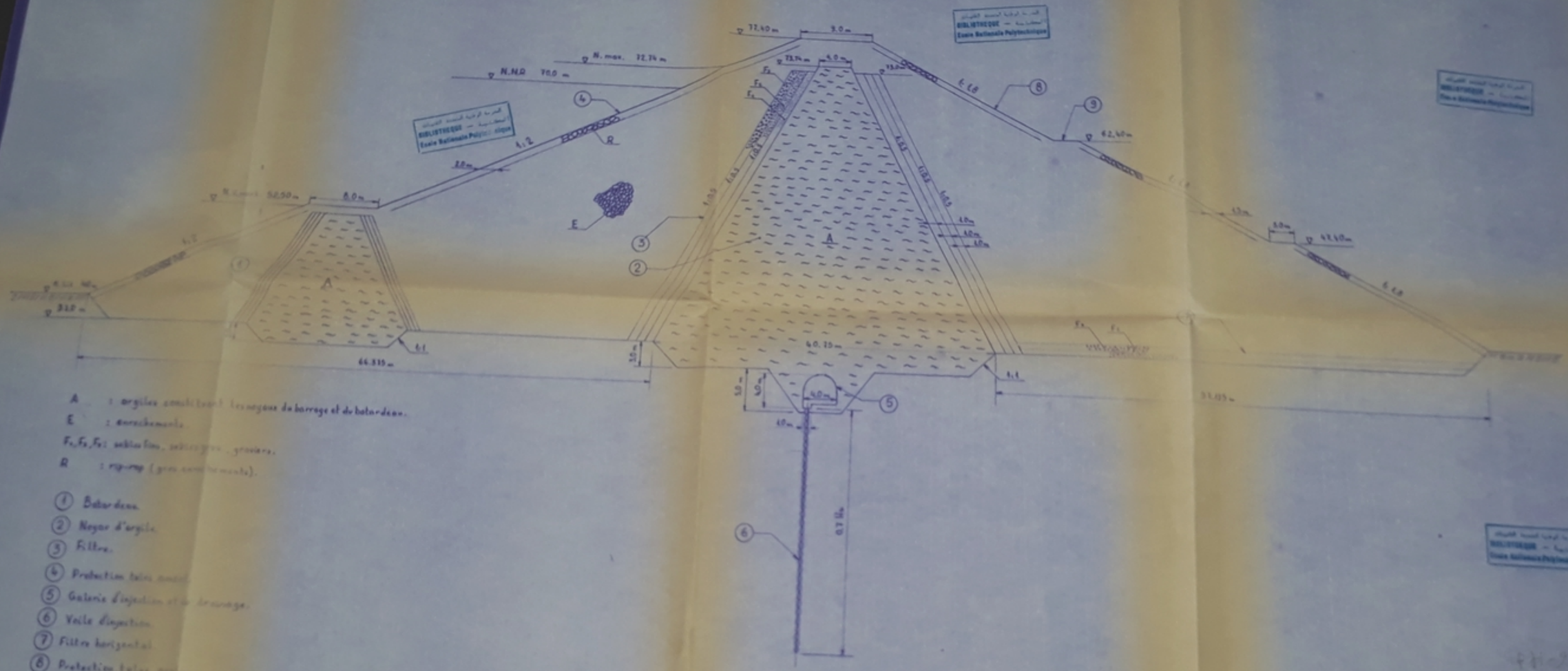
LEGENDE

- Lit de l'oued
- Alluvions récentes
- Alluvions anciennes
- Substratum argileux
- Substratum gréseux
- Faille
- Contact anormal sub-horizontal

BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PFE c2486

COUPE TYPE DU BARRAGE



A : argiles constituant les organes du barrage et du batardeau.

E : enrochements.

F_1, F_2, F_3 : sable fin, sable gros, graviers.

R : rip-rap (gros enrochements).

1. Batardeau.
2. Noyau d'argile.
3. Filtre.
4. Protection talus amont.
5. Galerie d'injection et de drainage.
6. Voile d'injection.
7. Filtre horizontal.
8. Protection talus aval.
9. Risberme.

BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

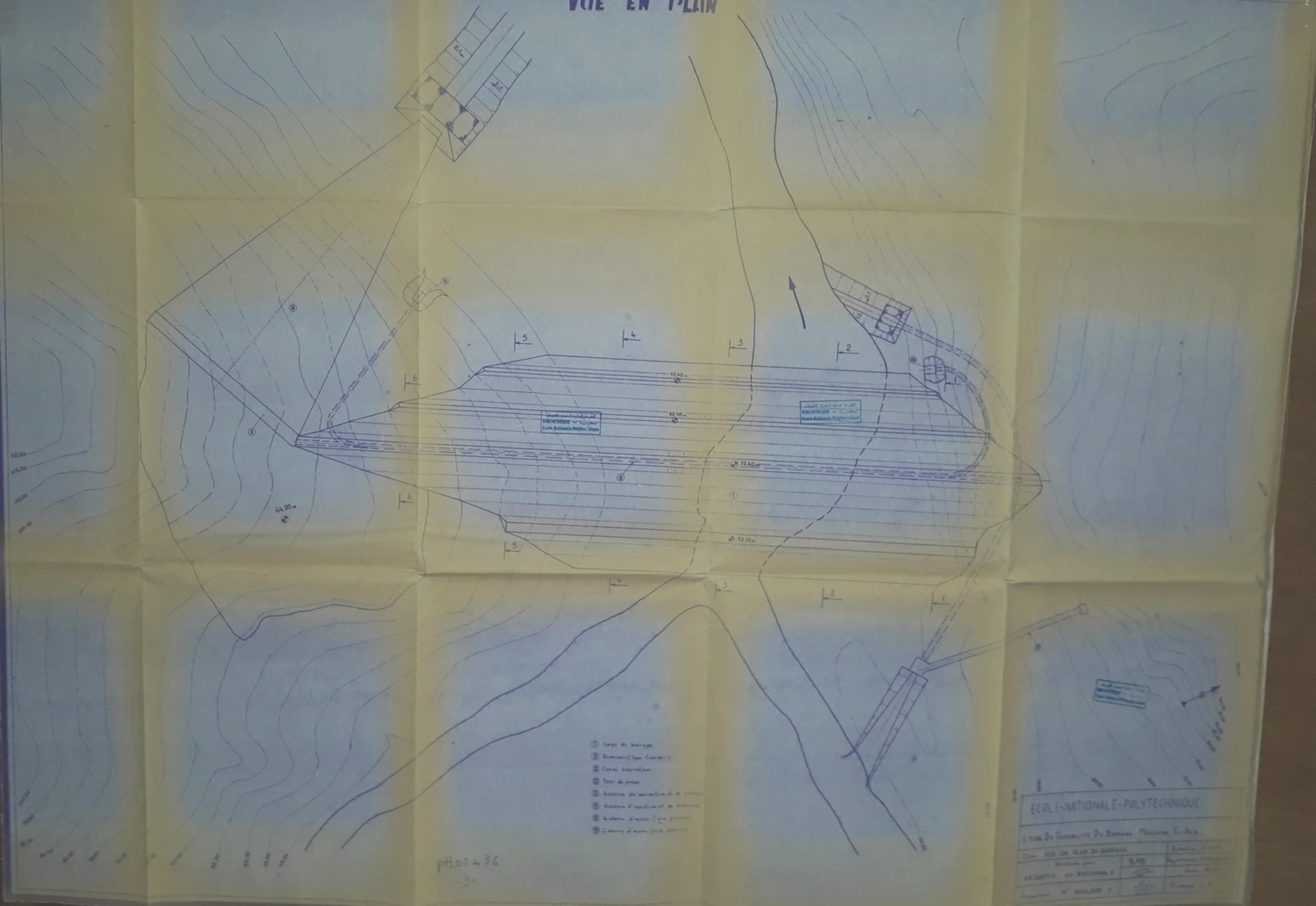
- 2 -

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MEKERRA EL-ADJA.

Titre : COUPE TYPE DU BARRAGE.		Echelle : 1/250
Dessiné par : ADJAOUT.O et BOUCHENNA.K		Département : HYDRAULIQUE
Promoteur : Mr MOULOUDI.Y		date : 06/84
		PLANCHE n° 2

VUE EN PLAN



BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE

ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MAGHNIA EL-HOUA

Titre : VUE EN PLAN DU BARRAGE — Echelle : 1/1000

Dessiné par : S.M.B — Date : Mars 1970

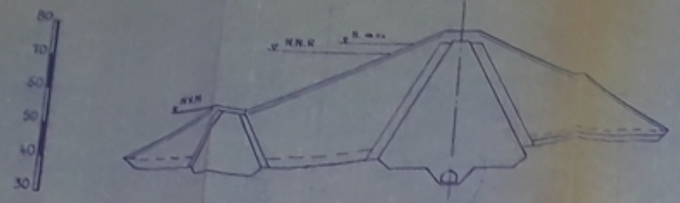
ASSISTE PAR : M. BOUZIDANE Y. — Date : Mars 1970

Projet N° : 1970/09 — Planche N° : 3

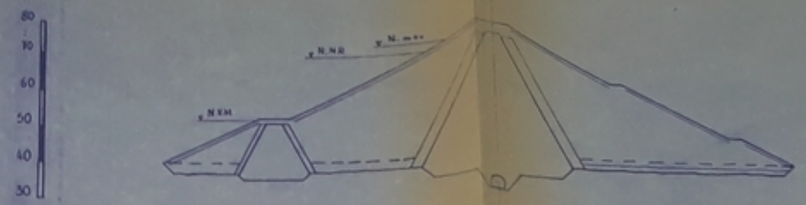
pH02486
-3-

COUPES - TRANSVERSALES.

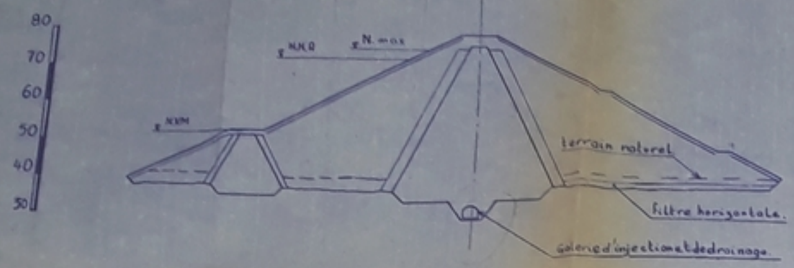
1 - 1



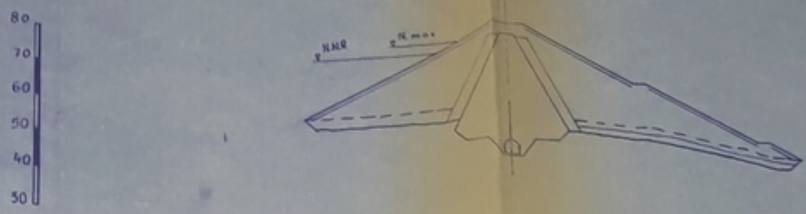
4 - 4



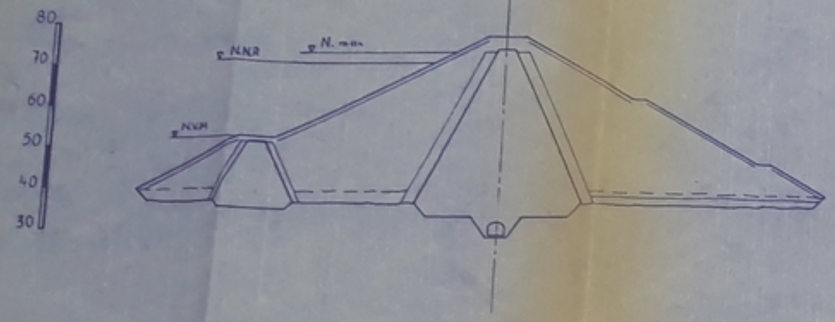
2 - 2



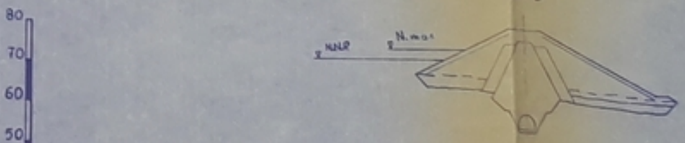
5 - 5



3 - 3



6 - 6



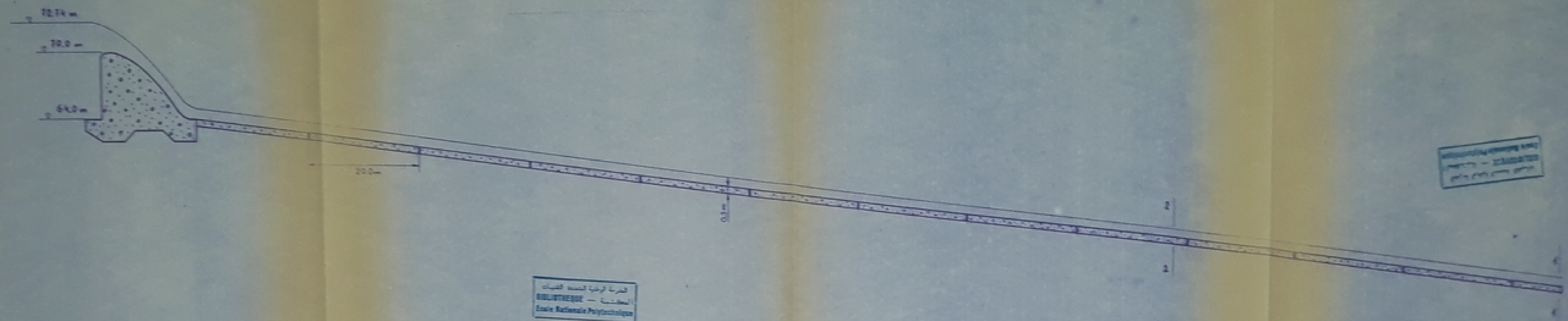
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PH 0248 G
-4-

ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE		
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MEXENNA EL-AFIA.		
Titre: COUPES-TRANSVERSALES.		Echelle: 1/1000
Dessinéespar: ADJAOUT.O et BOUCHENNA.K		Departement: HYDRAULIQUE
		date: 05/86
Promoteur: Mr. MOULOUDI.Y		PLANCHE n° 4

PROFIL-EN-LONG-DE-L'EVACUATEUR-DE-CRUES.

PH0246 ... -5-

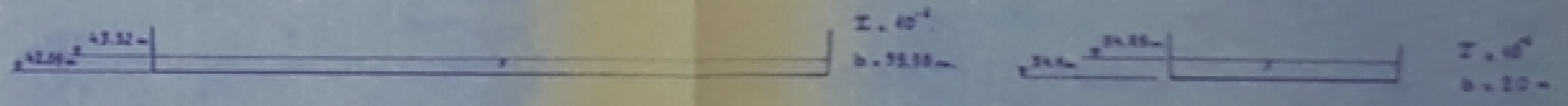


BIBLIOTHEQUE — Ecole Nationale Polytechnique

Côtes piezométriques (m).	64.77	61.16	51.56	53.61	50.29	46.35	43.82	39.25	34.85
hauteur d'eau (m).	0.77	0.70	0.61	0.61	0.68	0.11	0.11	0.78	0.85
Altitudes (m).	64.0	[illegible]	56.81	52.76	49.61	45.64	42.59	38.47	34.0
Distances partielles (m).	25.50		21.70	32.69	27.73	35.06	25.36	34.13	58.23
Distances cumulées (m).		25.5	[illegible]	91.98	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

Coupe 2-2

Coupe 4-4



Echelles:

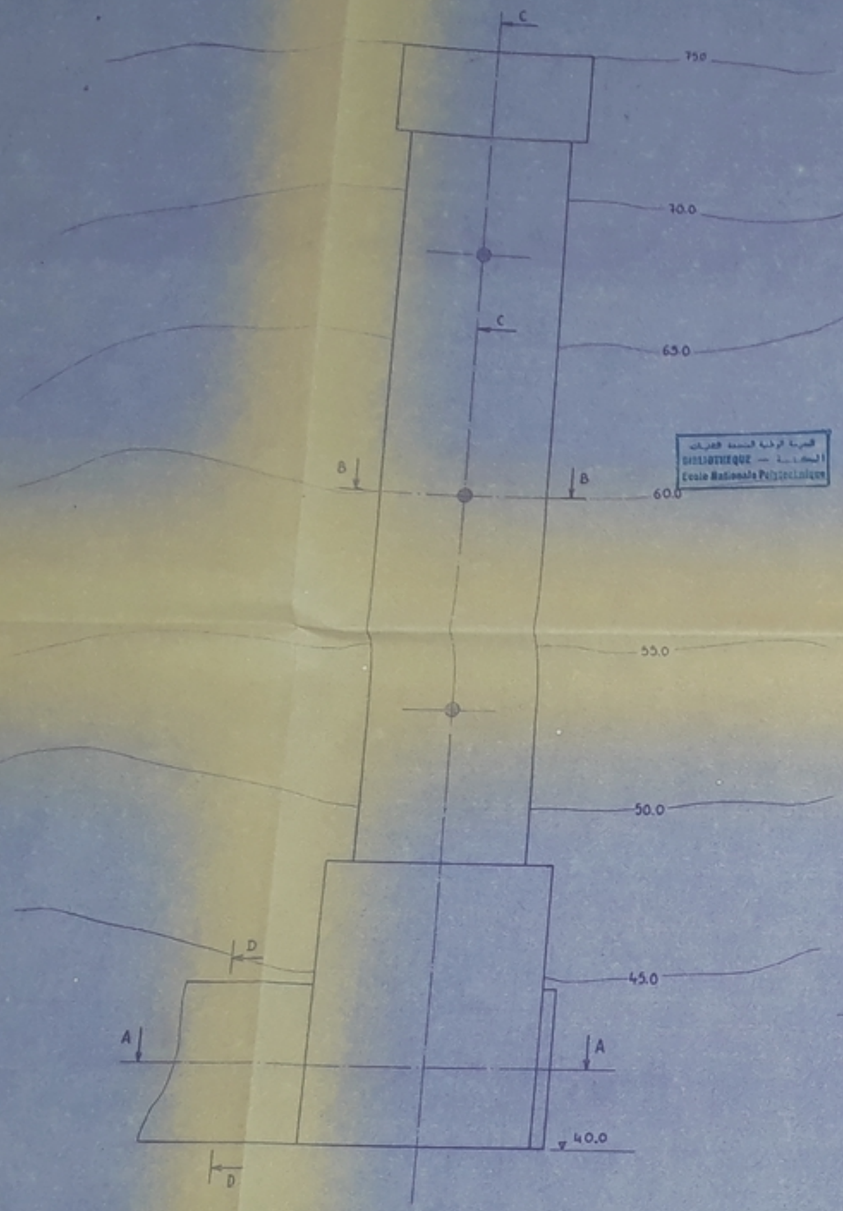
Deversoir. 1/200.

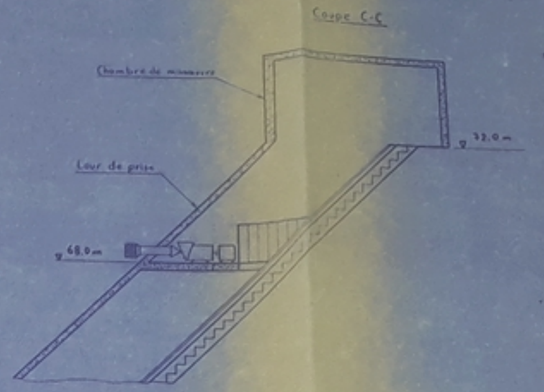
Canal-évacuateur. 1/400.

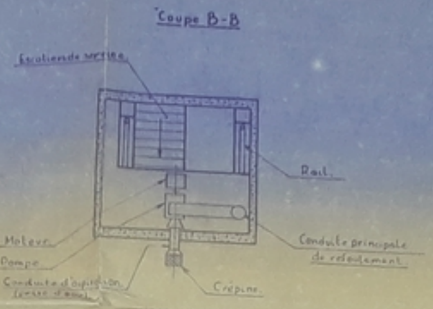
BIBLIOTHEQUE — Ecole Nationale Polytechnique

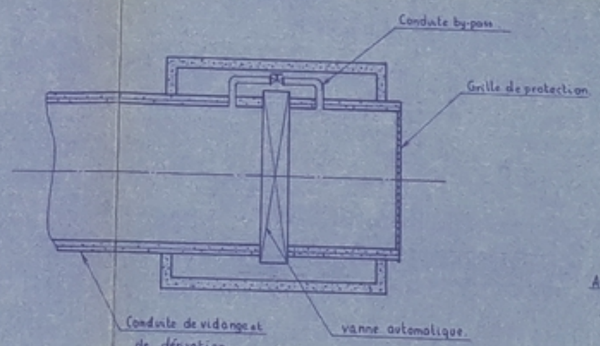
ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE		
Etude De Faisabilite Du Barrage Mekenna El-Asla		
Titre: PROFIL-EN-LONG-DE-L'EVACUATEUR-DE-CRUES		
Dessiné par: ADJAOUT.O et BOUCHENNA.K		Departement: HYDRAULIQUE
		date: 06/86
Promoteur: Mr MOULOUDI .J		Planche n° 5

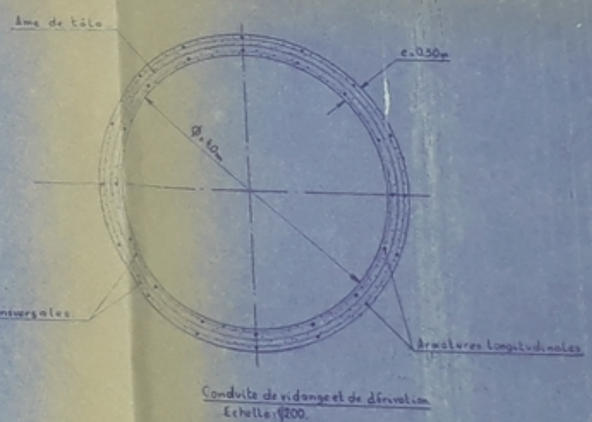
TOUR DE PRISE.











Conduite de vidange et de dérivation
Echelle: 1/200

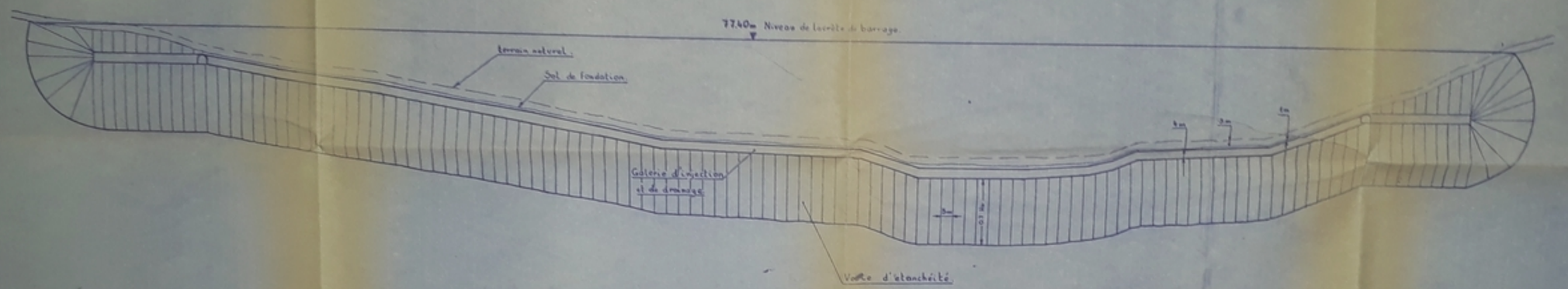
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PH.02486
-C-

ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE.		
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MEXENNA EL-AFIA.		
Titre: TOUR DE PRISE.		Echelle: 1/100
Dessiné par: ADJAOUT.O et BOUCHENNA.K		Departement: HYDRAULIQUE.
		date: 06/86
Promoteur: Mr MOULOUDJ.y		PLANCHE n° 6

COUPE LONGITUDINALE DU BARRAGE.

BIBLIOTHEQUE — Ecole Nationale Polytechnique



BIBLIOTHEQUE — Ecole Nationale Polytechnique

BIBLIOTHEQUE — Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE-NATIONALE-POLYTECHNIQUE.		
ETUDE DE FAISABILITE DU BARRAGE MEKENNA EL-AFIA.		
Titre: COUPE-LONGITUDINALE DU BARRAGE.		Echelle: 1/1000.
Dessiné par: ADJAOUT.O et BOUCHENNA.K		Département: HYDRAULIQUE
		date: 06/86
Promoteur: Mr MOULOUDJ.		Planche n° 1