

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT HYDRAULIQUE *Deux*

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

ETUDE DE FAISABILITE DE
LA RETENUE COLLNAIRE
SUR LECHBOUR
(W.B.B.ARRERIDJ)

SPLANCHES

Proposé par :

SETHYAL

Etudié par :

Ghemmaz

Dirigé par :

M^{lle} Zerfa

PROMOTION : juin 86

Didicaces

Je dédie cet humble travail à :

- ma mère
- mon père
- mon fils bien-aimé
- mes frères et sœurs

A tous, je souhaite tout le bonheur du monde

Ghemmag. D.

Remerciements

- Je suis particulièrement reconnaissant envers Mademoiselle Zerfa - qui m'a été d'un grand secours pour mener à terme cette étude
- A Monsieur Kettab, Docteur Ingénieur, Chef Département Hydraulique, j'adresse mes plus vifs remerciements
- Je remercie le corps enseignant du Département d'Hydraulique qui, sans lui ce travail n'aurait pas été.
- Je remercie Monsieur Belouakli, Chef Département - à la SETHYAL pour le précieux concours - qu'il m'a apporté pour réaliser cet essai

Ghemmag D.

TABLE DES MATIERES

I/ Introduction	VIII/ Caractéristiques volumétriques de la retenue	1-5 - pente des talus 1-6 - protection des talus
II/ Caractéristiques du bassin	8-1 - variation du volume et de la surface en fonction de la hauteur	II/ Réseau d'écoulement
2-1 - Caractéristiques principales	8-2 - régularisation (principe)	2-1 - infiltration
2-2 - Caractéristiques physico-géographiques	8-3 - régularisation (calcul)	2-2 - ligne de saturation
2-3 - temps de concentration	8-4 - taux de régularisation optimum	2-3 - estimation du débit de fuite
2-4 - Courbe hypométrique (tableaux et trace)	8-5 - Conclusion	2-4 - débit de fuite à travers la couche d'argile servant de fondation
III/ Climat et précipitations	8-6 - volume utile	III/ Etude de la stabilité des talus
3-1 - pluies moyennes annuelles	IX/ Laminage des crues	3-1 - exposé du problème
3-2 - pluies maximum journalières	9-1 - but	3-2 - méthode utilisée
3-3 - pluies de courte durée	9-2 - méthode utilisée	3-3 - schéma de calcul de la stabilité par la méthode de FELLINIUS
IV/ Evaporation de surface	9-3 - variation du plan d'eau	3-4 - sollicitations dues au séisme
V/ Etude hydrologique du régime de l'oued	X/ Etude technique de l'ouvrage	3-5 - vidange rapide
5-1 - apports annuels	10-1 - Généralités	3-6 - résultats des calculs de la stabilité de la digue
5-2 - méthodes empiriques	10-2 - Etude géologique	IV/ Ouvrages annexes
5-3 - coefficient d'écoulement	10-3 - perméabilité	4-1 - dérivation provisoire
5-4 - variabilité de l'apport annuel	10-4 - choix du type de barrage	4-2 - évacuateur de crue
5-5 - Recherche d'un loi d'ajustement	10-5 - caractéristiques géotechniques	4-3 - canal de fuite
VI/ Prédétermination des crues	10-6 - Zone d'emprunt	4-4 - vidange de fond et prise d'eau
6-1 - but		V/ prise d'eau
6-2 - hydrogramme de crue	I/ Conception du barrage	VI/ coût du projet
VII/ Transport solide	1-1 - dimensionnement de la digue	VII/ Conclusion
	1-2 - Revanche	
	1-3 - Pargeur de la crête du barrage	
	1-4 - risbanne	

I. INTRODUCTION

La présente étude réalisée par la SETHYAL, a été entreprise par le département technique, à la demande de la D.H.E.F de la wilaya de BORDJ-BOU-ARRERIDJ selon le marché approuvé le 27/11/85 et en conformité de l'élaboration du schéma de projet d'exécution des eaux retenues à la wilaya considérée

Cette étude hydrologique a pour but d'étudier le bassin versant de LECHBOUR, qui a une superficie de 21.5 km² au site de retenue et 32 km² avec la dérivation probable de l'oued de SIDI-MOUSSA vers le bassin étudié, de définir également certaines caractéristiques principales du régime hydrologique à savoir

- variabilité de l'apport annuel
- Répartition de l'écoulement
- Débits maximaux de l'écoulement
- Pré-détermination des crues fréquentielles
- Transports solides etc...

Les principaux éléments et les paramètres techniques de base vont nous permettre d'envisager clairement la conception du projet d'exécution de la retenue

Il faut signaler qu'avec les données manquantes ou incomplètes et les irrégularités dans les stations voisines au site des méthodes analytiques et empiriques ont été souvent utilisées pour pouvoir estimer les débits des hautes eaux et pour donner un max. d'informations hydrologiques relatives au projet

II. CARACTERISTIQUES DU BASSIN

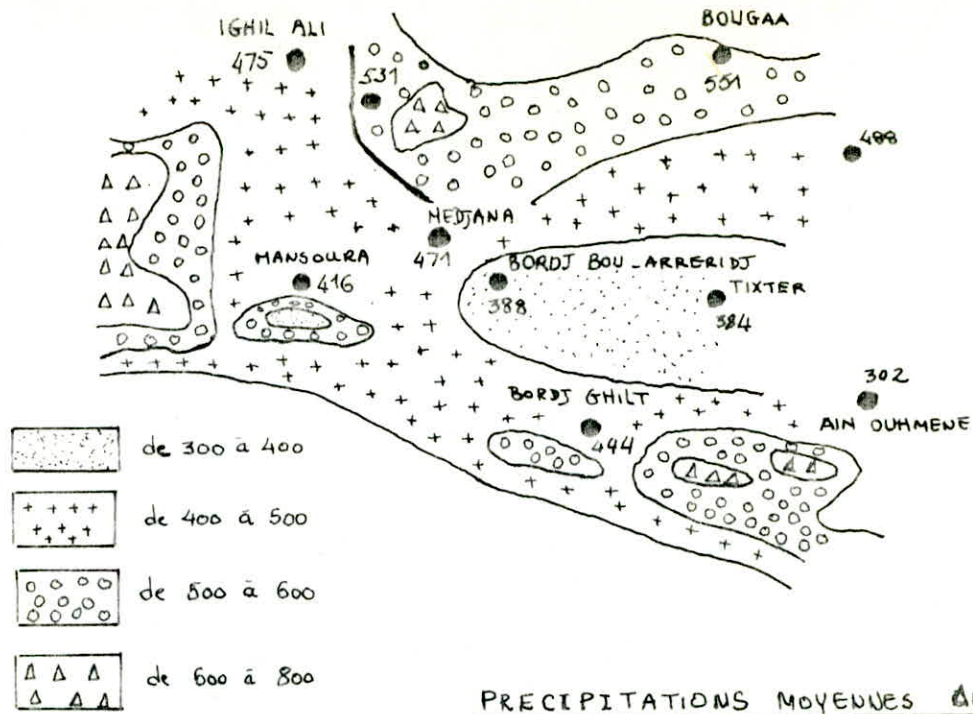
2.1 CARACTERISTIQUES PRINCIPALES

les caractéristiques principales du bassin versant de LECHBOUR sont représentées dans le tableau suivant :

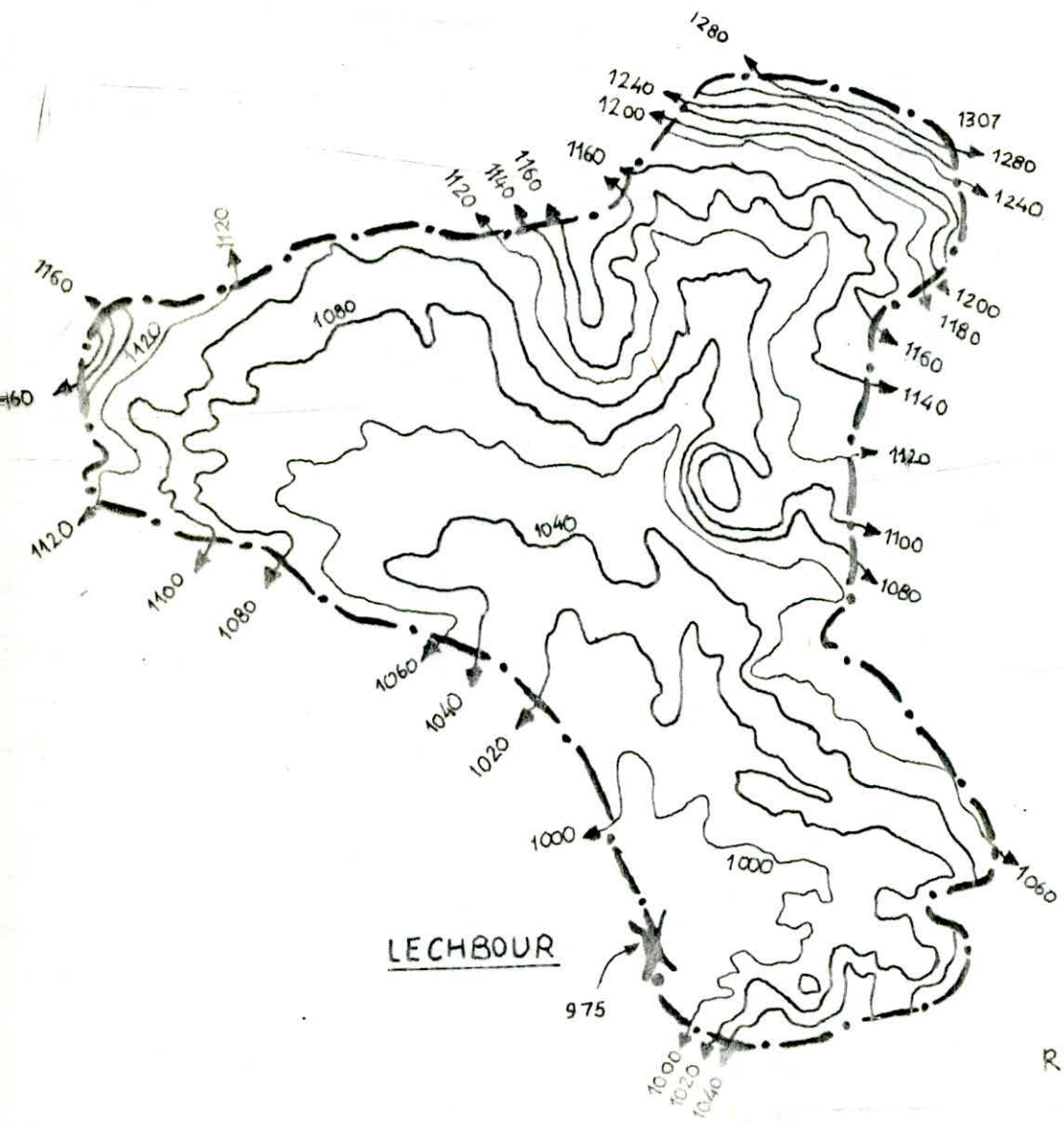
désignations		unité	caractéristiques
Superficie	S	km ²	21.5
Altitudes	min H ₀	m	975
	moy H	m	1074
	max H _{max}	m	1307
Température	moy T	°C	15
pente moyenne	I ₀	—	0,0716
longueur du Thalweg	L	km	6.3
temps de concentration	T _c	heure	3.52
pluie moyenne annuelle	P ₀	mm	443
Apports Annuels	moy A ₀	10 ⁶ m ³	1.048
	1% A ₁₀₀	— // —	3.145
	2% A ₅₀	— // —	2.704
	4% A ₂₅	— // —	2.285
	10% A ₁₀	— // —	1.761
	20% A ₅	— // —	1.380

Suite du tableau (caractéristiques principales)

designations		Unité	Caractéristiques
débits des crues fréquentielles	1% Q_{100}	m^3/s	88.29
	2% Q_{50}	--	80.47
	4% Q_{25}	--	72.12
	10% Q_{10}	--	60.41
	20% Q_5	--	50.25
transport solide	Spécifique T_s	$t/km^2/an$	623.13
	Annuel T_a	$10^3 t/an$	13.40
	Total T_t	$10^3 m^3/an$	8.93

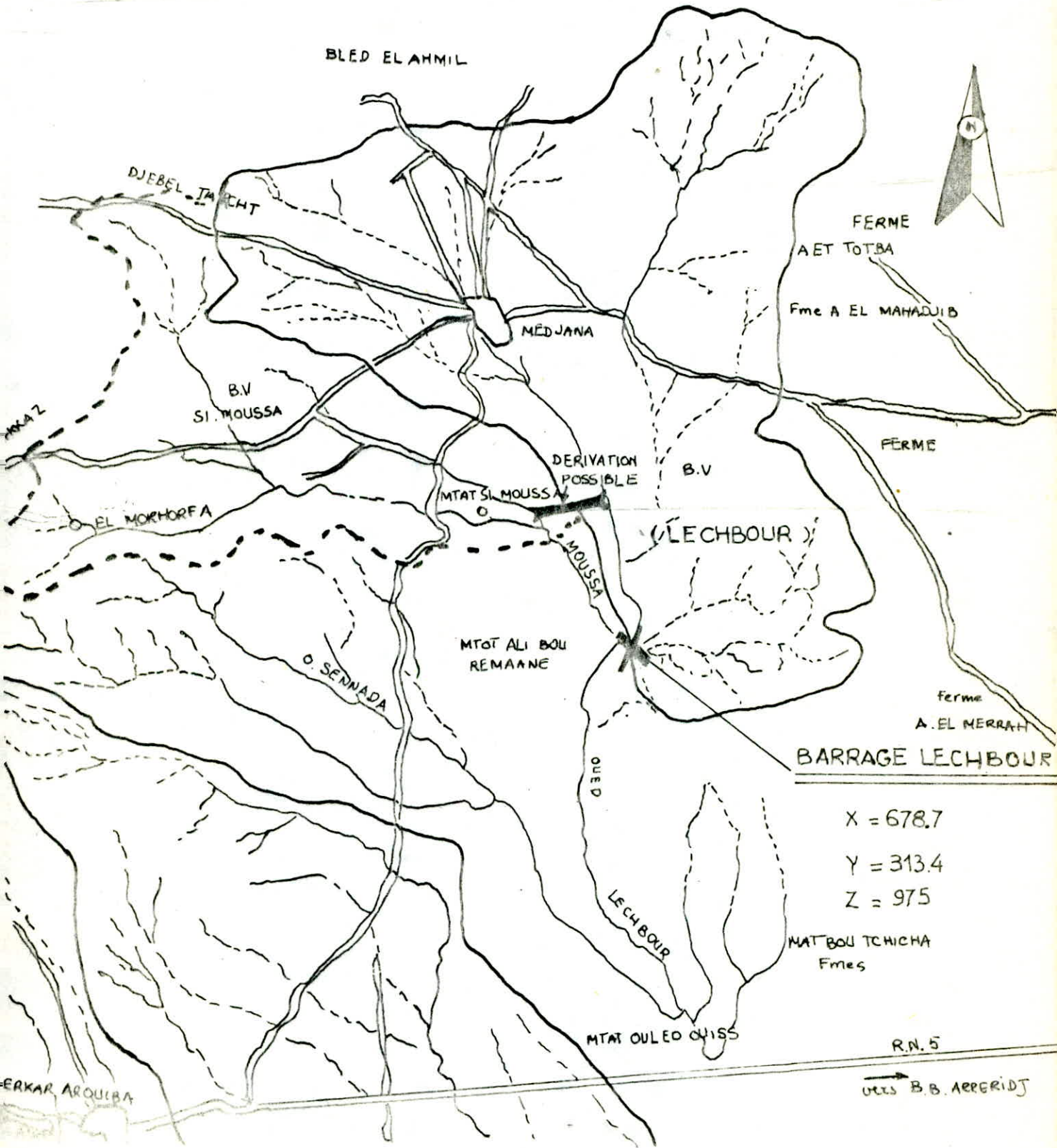


PRECIPITATIONS MOYENNES ANNUELLES
(1/1.000.000. CHAUMONT)



RETENUE (LECHBOUR)
(1/50.000)

PLAN DE SITUATION
(Echelle : 1/50.000)



X = 678.7

Y = 313.4

Z = 975

BARRAGE LECHBOUR

R.N. 5

Oued B.B. ARRERIDJ

2.2 CARACTERISTIQUES PHYSICO - GEOGRAPHIQUES

Le bassin versant de LECHBOUR se situe au nord du bassin hydrologique de CHOTT EL-MODNA, à la limite sud du bassin de SOUMMAN qui a un relief assez doux.

L'oued LECHBOUR prend sa source à des altitudes de 1300 m environ et suit une pente naturelle à partir du village de MEDJANA. La longueur totale de l'oued au site est de 6.3 km.

Le site du barrage LECHBOUR se trouve à une distance de 7 km à vol d'oiseau de B.B. ARRERIDJ et à une distance de 4 km de la route nationale N°5, ALGER-B.B. ARRERIDJ.

La couverture végétale est assez importante et est constituée essentiellement de céréales.

La pente vers le site est très douce; ce qui donne une assez grande perméabilité au terrain du bassin versant; cet aspect du sol diminue considérablement l'apport annuel.

Les coordonnées du site sont:

$$X = 678.7$$

$$Y = 313.4$$

$$Z = 975$$

La cote minimale est égale à 975 m (au site); la cote maximale étant égale à 1307 m.

2.3 TEMPS DE CONCENTRATION

On appelle temps de concentration la durée que met la pluie tombée sur le point le plus éloigné de l'exutoire pour atteindre ce dernier.

Pour sa détermination, on utilise la formule de GIANDOTTI

$$T_c = \frac{4\sqrt{S} + 1.5L}{0.8\sqrt{R}}$$

où

T_c : temps de concentration (heures)

S : superficie du bassin (km^2) = 21.5

L : longueur du Thalweg (km) = 6.3

R : différence de niveau entre la cote moyenne et la cote minimale
= (1074 - 975 = 99 m)

$$T_c = \frac{4\sqrt{21.5} + 1.5 \times 6.3}{0.8\sqrt{99}} = 3.52$$

le temps de concentration $T_c = 3.52$ h
la vitesse de propagation moyenne sera :

$$V_0 = \frac{L}{3.6 T_c} = \frac{6.3}{3.6 \times 3.52} = 0.50$$

$$V_0 = 0.50 \text{ m/s}$$

2.4 COURBE HYPSONOMETRIQUE (TABLEAU ET TRACÉ)

N°	cote (Z_i) (m)	S_i (km ²)	S_i/S (%)	S_i/s (%) cumulés	$h_i S_i$
1	1280 - 1307	0.0647	0.30	0.30	83.6895
2	1240 - 1280	0.3902	1.81	2.11	491.6520
3	1200 - 1240	0.4620	2.15	4.26	563.6400
4	1160 - 1200	0.6931	3.22	7.48	817.8580
5	1120 - 1160	2.2845	10.63	18.11	2604.3300
6	1080 - 1120	4.6685	21.71	39.82	5135.3500
7	1040 - 1080	6.0578	28.18	68.00	6421.2680
8	1000 - 1040	5.5701	25.91	93.91	5681.5020
9	975 - 1000	1.3091	6.09	100.00	1.292.7363
TOTAL		21.5000	100.00		23092.0258

L'altitude moyenne H est calculée d'après la formule :

$$H = \int \frac{h \cdot ds}{S} \approx \sum \frac{h_i S_i}{S}$$

$$H = \frac{23092.0258}{21.5} = 1074.05$$

$$H = 1074 \text{ m}$$

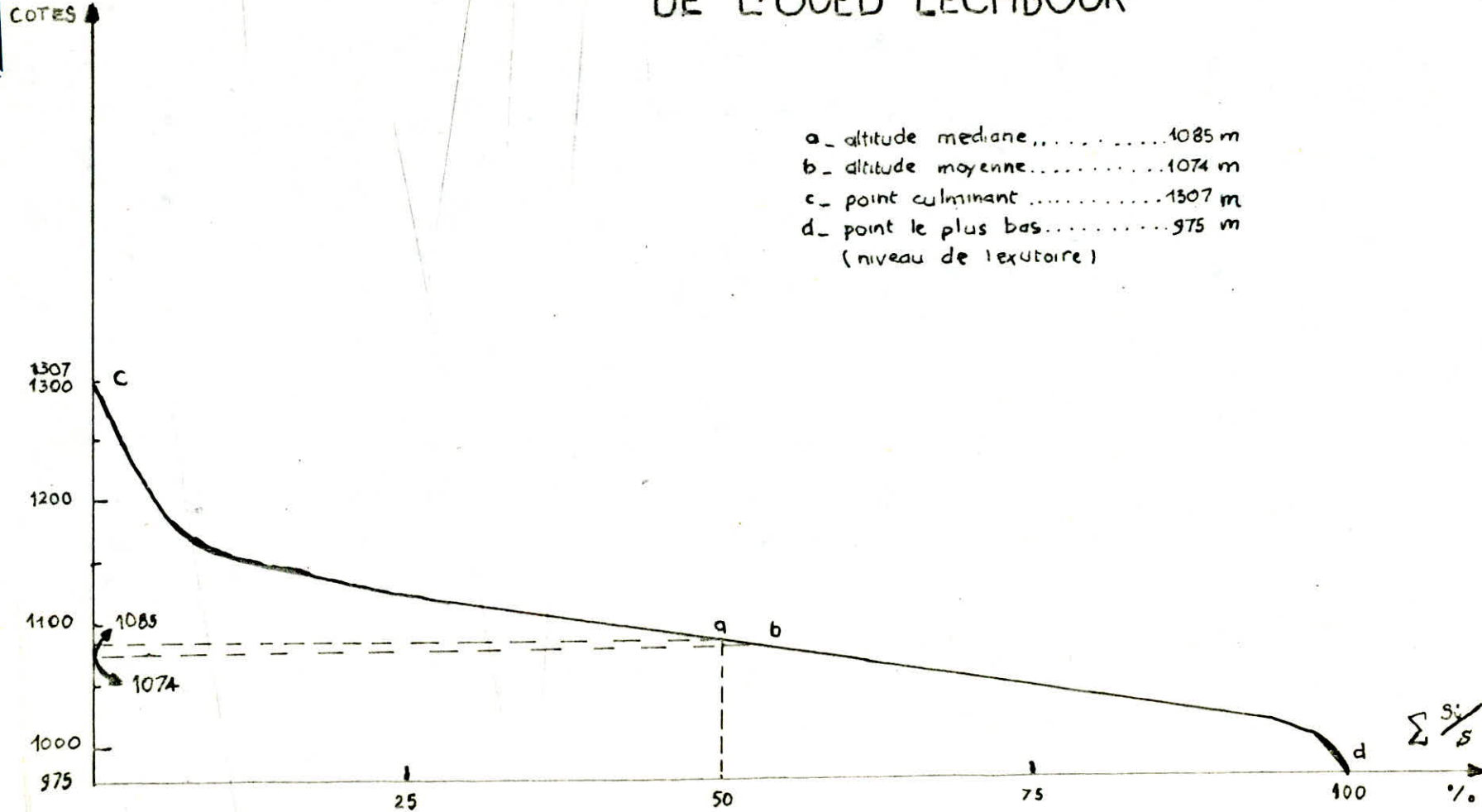
la pente moyenne est donnée par l'expression :

$$I_0 = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{\sqrt{S}}$$

$$I_0 = \frac{1.307 - 0.975}{\sqrt{21.5}}$$

$$I_0 = 0.0716$$

GRAPHIQUE - COURBE HYPSONOMETRIQUE DU BASSIN DE L'OUED LECHBOUR



III CLIMAT ET PRECIPITATIONS

3.1. PLUIES MOYENNES ANNUELLES ET MENSUELLES

le climat de la région est caractérisé par un été sec et un hiver relativement humide. La neige peut rester un certain temps dans la plupart des zones du côté amont au dessus de (1000 ÷ 1100)m

Les résultats des observations des stations voisines sont représentés dans le tableau suivant :

N°	CODE	STATION PLUVIOMETRIQUE	ALTITUDE (m)	PERIODE d'OBSER- VATIONS	NOMBRE D'ANNEES COMPLETES	MODULE (mm)
1	05-09-85	B.B. ARRERIDJ	922	1912-1984	53	352
2	05-09-86	MEDJANA	1060	1928-1984	35	517

D'après la carte de CHAUMONT, la pluie moyenne annuelle au site de LÉCHOUR varie entre 400 et 500 mm. Avec la moyenne de 450 mm de CHAUMONT et celle des deux postes hydrométriques, la moyenne représentative devient $P_0 = 443$ mm

Les températures moyennes mensuelles enregistrées dans la station de B.B. ARRERIDJ sont représentées sur le tableau suivant :

TEMPERATURES (°C)	22.45	16.30	9.75	6.50	5.35	6.70	9.35	12.90	/	17.25	26.75	25.90
MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A

la pluviosité du bassin et les pluies moyennes mensuelles relevant d'observations sont représentées dans le tableau suivant

MOIS	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	année
Precipitations (mm)	31	35	48	58	48	42	46	49	38	25	08	15	443
Pourcentage (%)	7.00	7.90	10.84	13.08	10.84	9.48	10.38	11.06	8.58	5.64	1.81	3.39	100.00

les mois de Juin, Juillet, Août, Septembre et Octobre constituent la Saison estivale. l'année pluviométrique et effectivement l'année hydrologique est considérée à partir du mois de Septembre.

Dans la région, la répartition des précipitations diffère de celle d'un type méditerranéen dont la saison pluviale commence le mois de Novembre, évolue régulièrement pendant les mois suivants tout en prenant un caractère stable

Dans la région considérée la période qui s'étale de Novembre à Avril représente 66% de la pluie moyenne annuelle

3.2 PLUIES MAXIMUM JOURNALIÈRES

les postes pluviométriques voisins (B.B. Arreridj, Medjana) disposent des données d'observations suivantes

Station	CODE	P _j max (mm)	coefficient de variation C _v	exposant climatique b
B. B. ARRERIDJ	05.09.05	34.31	0.33	0.37
MEDJANA	05.09.06	39.89	0.34	0.37
Valeurs adoptées		37.10	0.335	0.37

Ayant ces données, la loi de GUMBEL a été adoptée pour donner une plus juste mesure aux précipitations statistiques

loi de GUMBEL

$$P_{J_{\max}} = \frac{\bar{P}_{J_{\max}}}{\sqrt{CV^2 + 1}} e^{-t \sqrt{\ln(CV^2 + 1)}}$$

avec $\begin{cases} \bar{P}_{J_{\max}} = 37.10 \text{ mm} \\ CV = 0.335 \end{cases}$

on obtient

$$P_{J_{\max}} = 35.18 e^{-0.326 t} \quad (t) \text{ étant la variable de Gauss}$$

des résultats sont réunis dans le tableau suivant statistiquement, ils sont appelés précipitations journalières fréquentielles

FREQUENCE (%)	Probabilité de non dépassement (P_r)	99.9	99	98	96	95	90	80
	Probabilité de dépassement ($1 - P_r$)	0.1	1	2	4	5	10	20
PERIODE DE RETOUR (ans) $T = 1 / (1 - P_r)$		1000	100	50	25	20	10	5
$P_{J_{\max}}$ (mm)		96.32	75.11	68.72	62.26	60.14	53.43	46.29

Les infiltrations au dessous de la cuvette du barrage ont été prises comme fonctions des phases représentées dans le tableau suivant:

Mois	Pluies (P) (mm)	Pourcentage (%)	Infiltrations (mm)
Janvier	48	30	14.4
Février	42	35	14.7
Mars	46	40	18.4
Avril	49	45	22.1
Mai	38	50	19.0
Juin	25	55	13.8
Juillet	08	100	0.0
Août	15	175	26.30
Septembre	31	90	27.90
Octobre	35	60	21.00
Novembre	48	45	21.60
Décembre	58	35	20.30

3.3 PLUIES DE COURTE DURÉE

La répartition statistique des précipitations temporelles a été calculée suivant la formule suivante;

$$P_t = P_{J_{max}} \left(\frac{t}{24} \right)^b$$

où

- b : exposant climatique égal à 0.37
- t : temps considéré en (heures)
- $P_{J_{max}}$: pluie maximale journalière correspondante à une fréquence donnée en (mm)
- P_t : pluie de courte durée (t) de même fréquence en (mm)

les résultats de la répartition des pluies temporelles sont représentés dans le tableau suivant :

		temps (heures)		0.5	1.00	1.50	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00	
période de retour (ans)	5	(A-P)	0.20	P_t	11.05	14.29	16.60	18.46	20.05	21.45	22.71	23.83
				I	22.1	14.29	11.06	9.23	8.02	7.15	6.48	5.97
	10		0.10	P_t	12.76	16.48	19.15	21.31	23.14	24.76	26.20	27.53
				I	25.52	16.48	12.77	10.65	9.26	8.25	7.48	6.88
	25		0.04	P_t	14.86	19.21	22.32	24.82	26.96	28.84	30.53	32.09
				I	29.72	19.21	14.88	12.41	10.79	9.61	8.72	8.02
	50		0.02	P_t	16.40	21.21	24.63	27.40	29.76	31.84	33.71	35.41
				I	32.81	21.21	16.42	13.70	11.90	10.61	9.63	8.85
	100		0.01	P_t	17.93	23.12	26.93	29.95	32.53	34.80	36.84	38.70
				I	35.87	23.12	17.95	14.97	13.01	11.60	10.53	9.68

P_t est en (mm)

I: intensité en (mm/heure)

IV EVAPORATION DE LA SURFACE

• Pour les valeurs des évaporations au niveau des surfaces d'eau, les observations relevées au poste de SETIF ont été adoptées parce qu'elles caractérisent le mieux analogiquement le bassin versant de FCHBOUR. Les dites observations sont groupées dans le tableau suivant :

MOIS	Année	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A
Evaporations moyennes (mm)	1450.94	174.89	93.69	61.52	36.81	20.08	36.27	83.66	97.15	140.60	210.62	234.49	284.89
pourcentages (%)	100.00	12.05	6.46	4.24	2.54	1.38	2.50	5.77	6.70	9.69	14.52	19.62	19.62

V ETUDE HYDROLOGIQUE
DU RÉGIME DE L'OUED

5.1 APPORTS ANNUELS

Monnayant les observations hydrométriques, dans les postes voisins, on s'est vu contraint de faire appel aux modèles empiriques, vu l'insuffisance des renseignements donnés par les stations.

Les modèles en question sont basés sur la forme générale :

$$Q = P - D$$

où

Q est le débit annuel d'écoulement

P est la pluie moyenne annuelle

D est le déficit englobant toutes les pertes ou le bilan hydrologique.

5.2 METHODES EMPIRIQUES

a) Formule de CHAUTONT

$$Y_0 = 600 P_0 (1 - 10^{X_0})$$

où

$$X_0 = -0.36 P_0^2$$

P_0 : pluie moyenne annuelle = 443 mm

Y_0 : Apport moyen annuel (mm)

$$X_0 = -0.36 \times (0.443)^2 = -0.0706$$

$$X_0 = -0.0706 \text{ mm}^2$$

$$Y_0 = 600 \times 0.443 \times (1 - 10^{-0.0706})$$

$$Y_0 = 39.88 \text{ mm}$$

b) formule (I) de COUTAGNE

qui donne le déficit hydraulique.

$$D = P_0 - a P_0^2$$

et qui est valable si la conduite suivante est vérifiée

$$\frac{1}{8a} < P_0 < \frac{1}{2a}$$

où

$$a = \frac{0.001}{0.8 + 0.14 \times T_0}$$

avec

T_0 : température moyenne annuelle ($^{\circ}\text{C}$) = 15°C
 P_0 : pluie moyenne annuelle (mm) = 443mm
 D : déficit d'écoulement

$$Y_0 = a P_0^2 \quad (\text{apport moyen annuel, mm})$$

$$a = \frac{0.001}{0.8 + 0.14 \times 15} = 0.0003$$

$$a = 0.0003$$

$$\frac{1}{8a} = \frac{1}{8 \times 0.0003} = 362.50$$

$$\frac{1}{2a} = \frac{1}{2 \times 0.0003} = 1666.67$$

la condition première est satisfaite
($362.50 < 443 < 1666.67$)

$$\text{et } Y_0 = 0.0003 \times (443)^2 = 58.87$$

$$Y_0 = 58.87 \text{ mm}$$

$$D = 443 - 58.87 = 384.13$$

$$D = 384.13 \text{ mm}$$

c) formule (II) de COUTAGNE

$$Y_0 = 1.024 (P_0 - 0.26)^2$$

où

P_0 : pluie moyenne annuelle (m)
 Y_0 : apport moyen annuel (m)

ce qui donne :

$$Y_0 = 1.024 (0.443 - 0.26)^2$$

$$Y_0 = 0.0343 \text{ m} = 34.3$$

$$Y_0 = 34.3 \text{ mm}$$

d) formule de DERY

$$Y_0 = 0.915 P_0^{2.684} S^{-0.158}$$

où

S : superficie du bassin (km²)
 P_0 : pluie moyenne annuelle (m)
 Y_0 : apport moyen annuel (m)

ce qui donne :

$$Y_0 = 0.915 \times 0.443^{2.684} \times (21.5)^{-0.158} = 0.0634$$

$$Y_0 = 63.40 \text{ mm}$$

e) formule de MEDINGER

$$Y_0 = 0.75 (P_0 - 400)$$

où

P_0 : pluie moyenne annuelle (mm)
 Y_0 : apport moyen annuel (mm)

ce qui donne :

$$Y_0 = 0.75 (443 - 400) = 32.25$$

$$Y_0 = 32.25 \text{ mm}$$

MODELE	MODULE Y_0 (mm)	APPORT MOYEN A_0 ($10^6 m^3$)	DEBIT LIMITAIRE M_0 ($l/s/km^2$)	DEBIT MOYEN Q_0 (m^3/s)
Coutagne (I)	58.87	1.266	1.867	0.040
Coutagne (II)	34.30	0.738	1.089	0.023
Dery	63.40	1.363	2.010	0.043
Medinger	32.25	0.693	1.022	0.022
Sami	55.50	1.193	1.760	0.038
Turc	34.43	0.740	1.091	0.023
Chaumont	39.88	0.857	1.264	0.027
Moyenne	46.78	1.048	1.508	0.031

f) Formule de SAMI

$$Y_0 = P_0^2 (293 - 2.2 \sqrt{S})$$

où

P_0 : pluie moyenne annuelle (m)
 Y_0 : apport moyen annuel (mm)
 S : superficie du bassin versant

$$Y_0 = 0.443^2 (293 - 2.2 \sqrt{21.5}) = 55.50$$

$$Y_0 = 55.50 \text{ mm}$$

g) Formule de TURC

$$Y_0 = P_0 - \frac{P_0}{\sqrt{0.9 + (P_0/L)^2}}$$

avec

$$L = 300 + 25T + 0.05 T^3$$

où

P_0 : pluie moyenne annuelle (mm)
 Y_0 : apport moyen annuel (mm)
 L : variable thermique
 T : température moyenne annuelle = 15°C

$$L = 300 + 25 \times 15 + 0.05 (15)^3$$

$$L = 843.75$$

$$Y_0 = 443 - \frac{443}{\sqrt{0.9 + \left(\frac{443}{843.75}\right)^2}} = 34.43$$

$$Y_0 = 34.43 \text{ mm}$$

Les résultats des modèles adoptés sont récapitulés dans le tableau suivant

Les apports mensuels moyens résultant des observations pluviométriques sont représentés dans le tableau suivant:

mois	S	O	N	D	J	F	M	A	M	J	J	A	Année
Apports (10 ³ m ³)	73.36	82.79	113.60	137.10	113.60	99.40	108.80	115.90	89.90	59.10	19.00	35.50	1048.05
Pourcentages (%)	7.00	7.90	10.84	13.08	10.84	9.48	10.38	11.06	8.58	5.64	1.81	3.39	100.00

5.3 COEFFICIENT D'ÉCOULEMENT

Le coefficient moyen annuel d'écoulement est donné par l'expression

$$K_e = \frac{Y_0}{P_0} = \frac{45.52}{443} = 0.10$$

$$K_e = 0.10$$

5.4 VARIABILITÉ DE L'APPORT ANNUEL

Pour le calcul des débits d'écoulement fréquents et ayant l'apport moyen annuel M_0 (l/s/km²), il est nécessaire de calculer le coefficient de variation C_v des apports. Ayant C_v et M_0 , paramètres statistiques suffisants, les apports fréquents peuvent être définis.

Dans le cas où les données d'observation font défaut ou manquent totalement, on peut a fortiori adopter les différents modèles de variabilité. Le coefficient de variation C_v est donné par l'expression :

$$C_v = \frac{S_x}{M_0} = \sqrt{\frac{\sum (M_i - M_0)^2}{n}}$$

avec

S_x = écart type

M_0 = moyenne = $\frac{\sum M_i}{n}$

M_i = modal variable relatif à une année (i)

n = nombre d'années d'observation

On peut employer, aussi, des formules empiriques, donnant C_V

$$a) C_V = \frac{0.70}{M_0^{0.125}} = \frac{0.70}{1.508^{0.125}} = 0.665$$

$$b) C_V = 0.78 - 0.29 \log(M_0) \quad [\text{SOKOLOVSKI}]$$

$$C_V = 0.78 - 0.29 \log(1.508) = 0.728$$

$$C_V = 0.728$$

$$c) C_V = \frac{0.93}{M_0^{0.29}} \times K \quad \text{avec } (0.25 \leq K \leq 1) \quad [\text{PADOUN}]$$

K : coefficient de réduction $K = 0.50$

$$C_V = \frac{0.93}{1.508^{0.29}} \times 0.50 = 0.413$$

$$C_V = 0.413$$

D'après ces 3 valeurs, on adopte $C_V = 0.60$

5.5 RECHERCHE D'UNE LOI D'AJUSTEMENT

La loi lognormale de BALTON a été adoptée pour la répartition statistique des débits pour un $C_V > 0.50$

La loi est donnée par l'expression :

$$M = \frac{M_0}{\sqrt{C_V^2 + 1}} e^{t \sqrt{\ln(C_V^2 + 1)}}$$

M_0 : débit unitaire moyen

$$M_0 = 1.508 \text{ l/s/km}^2$$

$$C_V = 0.60$$

$$M = \frac{1.508}{\sqrt{0.6^2 + 1}} e^{t \sqrt{\ln(0.6^2 + 1)}}$$

$$M = 1.293 e^{0.555 t}$$

t ; étant la variable de Gauss

• Cet ajustement permet d'attribuer les apports annuels des différentes fréquences représentées dans le tableau suivant :

Fréquences (%)	probabilité de dépassement ($1 - Pr$)	0.01	0.02	0.04	0.10	0.20	0.50	0.90
	probabilité de non dépassement (Pr)	0.99	0.98	0.96	0.90	0.80	0.50	0.10
Période de retour $T = 1 / (1 - Pr)$ (ans)		100	50	25	10	5	2	1.11
Débits unitaires ($l/s/km^2$)		4.703	4.043	3.417	2.633	2.063	1.293	0.635

VI. PREDERTIMATION DES CRUES

6.1 BUT

La prédetermination des crues est nécessaire pour prévenir tout danger de destruction survenant après l'augmentation du débit moyen de l'oued. Elle sert aussi au dimensionnement des différentes parties de l'ouvrage. Et pour cela, plusieurs méthodes empiriques ont été employées

a) Méthode de POSSENTI

$$Q_{\max} = C \frac{P_j}{L} \left(S_m + \frac{S_p}{3} \right)$$

où

P_j : pluie journalière fréquente (mm)
 L : longueur du Thalweg (km)
 S_m : Surface montagneuse du bassin versant (km²)
 S_p : Surface de la plaine du bassin versant
 C : coefficient dépendant de la longueur du Thalweg
 $700 \leq C \leq 800$

Les valeurs des paramètres adoptés sont les suivantes

$$C = 775 \quad S_m = \frac{2}{5} S \quad (S: \text{surface totale} = 21.5 \text{ km}^2)$$

$$S_m = \frac{2}{5} 21.5 = 8.60$$

$$S_m = 8.60 \text{ km}^2$$

$$S_p = 12.90 \text{ km}^2 \quad (\text{selon SETHYAL})$$

$$L = 6.3 \text{ km}$$

Les calculs sont groupés dans le tableau suivant :

Période de retour T (ans)	5	10	25	50	100
P_j (mm)	46.29	53.43	62.26	68.72	75.11
Q_{max} (m ³ /s)	73.45	84.78	98.80	109.05	119.19

Les P_j sont les précipitations journalières fréquentielles

b) Méthode de GIANDOTTI

$$Q_{max} = \frac{a \cdot S \cdot h \sqrt{H - H_0}}{4 \sqrt{S} + 1.5 L}$$

- S : superficie du bassin versant (km²) = 21.5 km²
- L : longueur du THALWEG (km) = 6.3 km
- H : altitude moyenne du bassin versant (m) = 1074 m
- H₀ : altitude minimale du bassin versant (m) = 975 m
- a : coefficient topographique = 170

h est donnée par l'expression :

$$h = P_j \left(\frac{t}{24} \right)^b \quad (\text{mm})$$

- P_j : précipitation journalière fréquentielle
- b : exposant climatique = 0.37
- t : temps de concentration $t_c = 3.50$ h.

Période de retour T (ans)	5	10	25	50	100
$h = P_j \left(\frac{t}{24} \right)^b$	22.70	26.21	30.54	33.71	36.84
Q_{max} (m ³ /s)	29.48	34.05	39.67	43.79	47.85

c) Méthode de MALLET GAUTHIER.

$$Q_{max} = 2K \log(1 + aP_0) \frac{S}{\sqrt{L}} \sqrt{1 + 4 \log T - \log S}$$

avec

a et K, coefficients topographiques
($2 \leq K \leq 3$) ($20 \leq a \leq 30$)

T : période de retour (ans)

S :: superficie du bassin versant (km^2)

L : longueur du tronçon

P₀ : pluie moyenne, annuelle

K = 2.8 a = 27 P₀ = 0.443 m

S = 21.5 km^2 L = 6.3 km

avec ces paramètres, la formule se réduit à

$$Q_{max} = 53.37 \sqrt{4 \log T - 0.332}$$

Les calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Période de retour (ans)	5	10	25	50	100
Q _{max} (m ³ /s)	83.77	102.21	122.40	135.69	147.79

d) méthode rationnelle.

$$Q_{j\text{ moy}} = \frac{P_j \cdot Cr \cdot S}{T_j} 10^3 \quad \text{et} \quad \frac{Q_{max}}{Q_{j\text{ moy}}} = \frac{P_{jc} \cdot 24}{P_j \cdot T_c}$$

- Q_{j moy} : débit moyen journalier fréquentiel (m³/s)
- P_j : pluie maximale journalière fréquentielle (mm)
- S : superficie du bassin versant (km²)
- T_j : durée d'un jour = 86400 s
- T_c : temps de concentration
- Cr : coefficient de ruissellement mesuré ou estimé

TABLEAU RECAPITULATIF DES
DEBITS DE CRUE (selon les
différentes fréquences et les différentes
méthodes empiriques employées)

MODELES	Fréquences(%) = $1 - P_r$				
	20	10	4	2	1
	Periode de retour $T = 1 / (1 - P_r)$				
	5	10	25	50	100
	Q_{max} (m^3/s)				
↓ POSSENTI	73.45	84.78	98.80	109.05	119.19
GIANDOTTI	29.48	34.05	39.67	43.79	47.85
MALLET - GALTHIER	83.77	102.21	122.40	135.69	147.79
RATIONNELLE	14.32	20.59	27.62	33.37	38.34
valeurs Adoptées	50.25	60.41	72.12	80.47	88.29

6-1 HYDROGRAMME DE CRUE

• d'hydrogramme de crue est une courbe temps en fonction des débits. Sa conception est utile tant sur le plan pratique (dimensionnement de la retenue) que sur le plan analytique (laminage des crues) pour une raison de sécurité et d'économie, on prendra en compte le débit de crue centennal (1%) qui est la moyenne obtenue d'après les différentes méthodes employées

$$Q_{\max}^{(1\%)} = 88.29 \text{ m}^3/\text{s}$$

Parmi les méthodes existantes permettant de reconstituer le tracé de la crue, on a choisi la méthode de SOKOLOVSKY. Cette dernière assimile l'hydrogramme de crue à deux équations paraboliques valables l'une pour la montée de la crue, l'autre pour la décroissance.

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

" " décroissance $Q(t)' = Q_{\max} \left(\frac{t_d - t}{t_m} \right)^m$

t_m : temps de montée, ayant été pris égal au temps de concentration

$$t_m = 3.5 \text{ h}$$

t_d : temps de décroissance

En se référant à l'annexe du page suivante $\Rightarrow \delta = 3.0$ relatif à un petit cours d'eau alimentant son lit à partir de bassins versants boisés ou perméables

$$t_d = \delta t_m = 3 \times 3.5$$

$$t_d = 10.5 \text{ h.}$$

ANNEXE donnant le coefficient
de forme de l'hydrogramme de crue (γ)

Description du cours d'eau	(γ)
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants dénudés et faiblement perméables	2.0 ÷ 2.5
petits cours d'eau et vallons dans des bassins versants boisés ou perméables, moyens cours d'eau avec terrasses de lit major normales	3.0 ÷ 4.0
Grands et moyens cours d'eau avec des terrasses de débordement étendues	4.0 ÷ 7.0

ESTIMATION DES COORDONNÉES ET DU VOLUME DE L'HYDROGRAMME DE CRUE (METHODE DE SOKOLOVSKY)

MONTÉE DE LA CRUE $Q_t = Q_{max} \left(\frac{t}{3.50} \right)^2$					DECLUE $Q_t = Q_{max} \left(\frac{10.5 - t}{10.5} \right)^3$				
t	Q_t	V_t	$\frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	$\sum \frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	t	Q_t	V_t	$\frac{V_t + V_{t-1}}{2}$	$\sum \frac{V_t + V_{t-1}}{2}$
(heure)	(m ³ /s)	(10 ³ m ³)	(10 ³ m ³)	(10 ³ m ³)	(heure)	(m ³ /s)	(10 ³ m ³)	(10 ³ m ³)	(10 ³ m ³)
1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
0	0	0	12.98	12.98	0	88.29	317.84	276.63	276.63
1	7.21	25.95	64.87	77.85	1	65.39	235.41	202.01	478.64
2	28.83	103.79	168.65	246.5	2	46.84	168.62	142.22	620.86
3	64.86	233.52	275.68	522.18	3	32.17	115.83	95.62	716.48
3.5	88.29	317.84			4	20.94	75.40	60.54	777.02
					5	12.69	45.68	35.35	812.37
					6	6.95	25.02	18.39	830.76
					7	3.27	11.77	8.03	838.79
					8	1.19	04.29	2.61	841.40
					9	0.26	00.93	0.48	841.88
					10	0.01	0.03	0.015	841.90
					10.5	0.00	0.00		

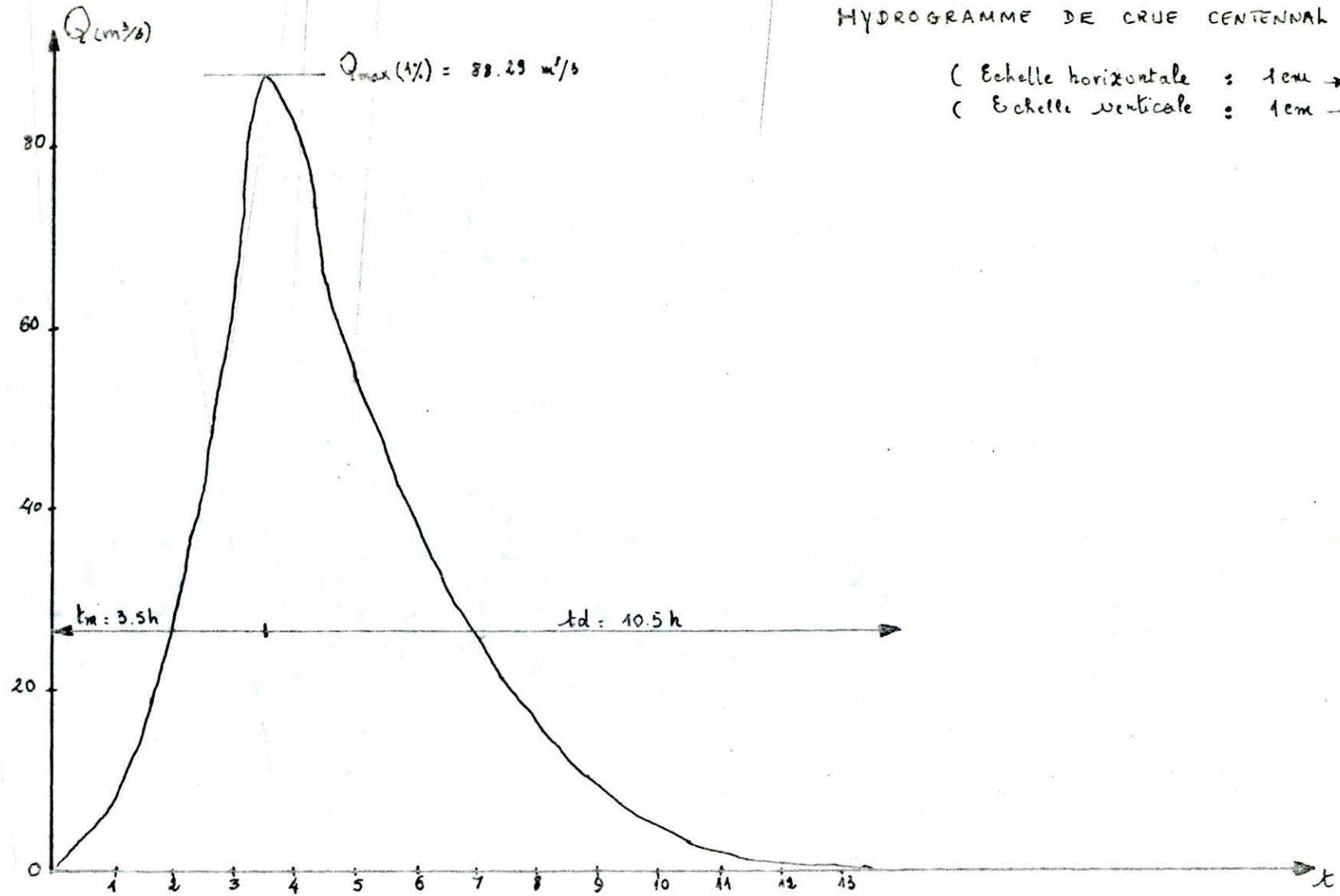
Le volume de la crue est égal à la somme des volumes qui affluent pendant la montée et des volumes qui se retirent pendant la décrue
soit :

$$V = 522.18 \cdot 10^3 + 841.90 \cdot 10^3$$

$$V = 1.364 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

HYDROGRAMME DE CRUE CENTENAL

- (Echelle horizontale : 1cm → 1 heure
- (Echelle verticale : 1cm → 6.66 m³/s



VII TRANSPORT SOLIDE

Pour calculer le débit solide, on a adopté la formule de TIXERONT parce qu'elle s'adapte le mieux au vu des observations faites dans les stations voisines.

Formule de TIXERONT

$$T_s = 350 Y_0^{0.15}$$

où

Y_0 : lame écoulée ou apport moyen annuel estimé
 $= 46.78$ mm
 Y_{0m_s} : transport solide spécifique (t/km²/an)

$$T_s = 350.(46.78)^{0.15} = 623.13 \text{ t/km}^2/\text{an}$$

Le transport solide T_b pour tout le bassin sera:

$$T_b = T_s \times S = 623.13 \times 21.5 = 13.40 \cdot 10^3 \text{ t/an}$$

$$T_b = 13.40 \cdot 10^3 \text{ t/an}$$

Le transport total volumique T_t (m³/an) en prenant la masse volumique des solides charriés $\rho = 1.5 \text{ t/m}^3$ est égal à

$$T_t = \frac{T_b}{\rho} = \frac{13.40}{1.5} = 8.93 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

$$T_t = 8.93 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$$

Pour le temps de service de la digue, l'étude a prévu $t_s = 20$ ans, le transport total étant égal à $8.93 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$ et en prenant comme coefficient de correction $C = 0.2$, la nouvelle valeur de $T_t = 8.93 \cdot 10^3 \times 0.2 = 1.786 \cdot 10^3 \text{ m}^3/\text{an}$ le volume mort V_m pour une durée de 20 ans sera:

$$V_m = T_t \times t_s = 1.786 \cdot 10^3 \times 20 = 35.72 \cdot 10^3$$

$$V_m = 35.72 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

VIII CARACTERISTIQUES VOLUMETRIQUES DE LA RETENUE

8.1 VARIATION DU VOLUME ET DE LA SURFACE EN FONCTION DE LA HAUTEUR

Par planimétrie des différentes surfaces relatives aux courbes de remplissage sur le plan topographique, il a été dressé le tableau suivant :

Cotes (m)	Surface du Plan d'eau (S) en 10^3 m^2	Volumes (V_i) en 10^3 m^3	Capacité de la retenue en 10^3 m^3
967	0		0.66
968	2	0.66	3.60
969	4	2.94	9.48
970	8	5.88	19.88
971	13	10.40	36.25
972	20	16.37	60.14
973	28	28.39	93.96
974	40	33.82	141.26
975	55	47.30	208.37
976	80	67.11	302.97
977	110	94.60	425.26
978	135	122.29	574.04
979	163	148.78	750.37
980	190	176.33	961.99
981	234	211.62	1218.16
982	279	256.17	1514.49

le planimétrie donne uniquement les surfaces des courbes de remplissage .

la courbe de capacité de la retenue est définie avec le planimétrie par la formule suivante :

$$V_i = h/3 (S_i + S_{i+1} + \sqrt{S_i \cdot S_{i+1}})$$

V_i = volume de la couche

S_i = surface élémentaire correspondante à chaque courbe de niveau

i = indice de la couche

h = hauteur de la couche ou équidistance des courbes de niveau

$h = 1m$

la couche est un volume délimité par 2 plans successifs

la capacité de la retenue c'est les volumes cumulés à partir de l'altitude de fond de la cuvette

8.2 REGULARISATION : Principe

L'étude de la régularisation a pour but de définir le rapport entre le volume demandé et le volume que stocke le réservoir en permanence pour satisfaire les besoins en eau. Ce dernier est appelé volume régularisé. Il doit être prêt à répondre aux demandes que ce soit :

- en irrigation
- en alimentation en eau potable
- en alimentation en eau industrielle

Il existe une méthode de calcul grapho-analytique. Elle consiste à déterminer le volume utile de la retenue tout en mettant en relation :

- les apports
- les consommations
- les déficits hydrologiques : évaporation ; infiltration

8.3 REGULARISATION : calcul

les normes des besoins en eau qui, dans ce projet, concernent l'irrigation des fourrages et des cultures maraîchères sont les suivantes :

Avril	:	280 m ³ mois / ha
Mai	:	1280 " " / "
Juin	:	2150 " " / "
Juillet	:	2810 " " / "
Août	:	2450 " " / "
Septembre	:	1400 " " / "

la présente régularisation s'est faite selon 3 taux différents :
70% ; 80% ; 90%

-37-
REGULARISATION 70%

Mois	Precipitations (mm)	Evaporations (mm)	Infiltrations (mm)	Apports moyens (10 ³ m ³)	besoins en eau (10 ³ m ³)	Variation approxi- mative du reservoir (10 ³ m ³)	Variation du rese- voir au debut du mois (10 ³ m ³)	Volume approximatif (10 ³ m ³)	Cotes des niveaux d'eau (m)	Surfaces moyennes (10 ³ m ²)	Volume des preci- -pitations (m ³)	Volume des eva- -porations (m ³)	Volume des infi- -trations (m ³)	Volume du reservoir en fin de mois (10 ³ m ³)	Cotes des niveaux d'eau (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
OCT	35	93.69	21.00	82.79	—	82.79	35.72	118.51	973.60	34	1190	3185.46	714.00	115.80	973.50
NOV	48	61.52	21.60	113.60	—	113.60	115.80	229.40	975.30	61	2928	3752.72	1317.60	227.26	975.60
DEC	58	36.81	20.30	137.10	—	137.10	227.26	364.36	976.50	95	5510	3496.95	1928.50	364.44	976.50
JAN	48	20.08	14.40	113.60	—	113.60	364.44	478.04	977.45	117	5616	2349.36	1684.80	479.62	977.40
FEV	42	36.27	14.70	99.40	—	99.40	479.62	579.02	978.10	139	5838	5041.53	2055.81	577.76	978.05
MAR	46	83.66	18.40	108.80	—	108.80	577.76	686.56	978.60	157	7222	13134.62	2888.80	677.75	978.65
AVR	49	97.15	22.10	115.90	19.808	96.09	677.75	773.84	979.20	170	8330	16515.50	3757.00	761.90	979.10
MAI	38	140.54	19.00	89.90	90.550	-0.65	761.90	761.25	979.10	167	6346	23470.18	3173.00	740.95	979.00
Jui	25	210.49	13.80	59.10	152.096	-93.00	740.95	647.95	978.50	145	3625	30521.05	2001.00	619.05	978.30
Juil	08	284.49	08.00	19.00	190.786	-179.79	619.05	439.26	977.10	109	872	31009.41	872.00	408.25	976.90
Aout	15	284.49	26.30	35.50	173.319	-137.82	408.25	270.43	975.80	75	1125	21336.75	1972.50	248.25	975.60
SEPT	31	174.89	27.90	73.36	99.039	-25.68	248.25	222.57	975.25	59	1829	10318.51	1646.10	212.43	975.10

REGULARISATION 80%

Mois	Precipitations (mm)	Evaporations (mm)	Infiltrations (mm)	Apports moyens ($10^3 m^3$)	besoins en eau ($10^3 m^3$)	Variation approxi- -mative du reservoir ($10^3 m^3$)	Variation du reser- -voir au debut du mois ($10^3 m^3$)	Volume approximatif ($10^3 m^3$)	Cotes des niveaux d'eau cm	Surfaces moyennes ($10^8 m^2$)	Volume des precipitations (m^3)	Volume des evaporations (m^3)	Volume des Infiltrations (m^3)	Volume du Reservoir en fin de mois ($10^6 m^3$)	Cotes des niveaux d'eau cm
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
OCT	35	93.69	21.00	82.79	/	82.79	35,72	118.51	973.60	34	1190	3185.46	714.00	115.80	973.50
NOV	48	61.52	21.60	113.60	/	113.60	115.80	229.40	975.30	61	2928	3752.72	1317.60	227.26	975.60
DEC	58	36.81	20.30	137.10	/	137.10	227.26	364.36	976.50	95	5510	3496.95	1928.50	364.44	976.50
JAN	48	20.08	14.40	113.60	/	113.60	364.44	478.04	977.45	117	5616	2349.36	1684.80	479.62	977.40
FEV	42	36.27	14.70	99.40	/	99.40	479.62	579.02	978.10	139	5838	5041.53	2055.81	577.76	978.05
MAR	46	83.66	18.40	108.80	/	108.80	577.76	686.56	978.60	157	7222	13134.62	2888.80	671.75	978.65
AVR	49	97.15	22.10	115.90	22.638	93.26	677.75	771.01	979.20	169	8281	16418.35	3734.90	759.14	979.10
MAI	38	140.54	19.60	89.90	103.488	-13.59	759.14	745.55	979.00	164	6232	23048.56	3116.00	725.62	979.00
JUI	25	210.49	13.80	59.10	173.827	-114.73	725.62	610.89	978.25	143	3575	30100.07	1973.40	582.39	978.10
JUIL	08	284.49	08.00	19.00	227.188	-208.19	582.39	374.20	976.60	98	784	2780.02	784.00	346.32	976.40
AOUT	15	284.49	26.30	35.50	198.082	-162.58	346.32	183.74	974.70	49	735	13940.01	1288.70	169.25	974.50
SEPT	31	174.89	27.90	73.36	113.190	-39.83	169.25	129.42	973.70	36	1116	6296.04	1004.40	122.61	973.60

- 39.
RÉGULARISATION 90%

MOIS	précipitations (mm)	Evaporations (mm)	Infiltrations (mm)	Apports moyens ($10^3 m^3$)	besoins en eau ($10^3 m^3$)	Variation appro- ximative du rése- -voir ($10^3 m^3$)	Variation du réservoir au dé- -but du mois ($10^3 m^3$)	Volume appro- -ximatif ($10^3 m^3$)	Côtes des niveaux d'eau (m)	Surfaces moyennes ($10^3 m^2$)	Volume des Précé- -pitations (m^3)	Volume des Eva- -porations (m^3)	Volume des infiltrations (m^3)	Volume du rése- -voir en fin de mois ($10^3 m^3$)	Côtes des niveaux d'eau (m)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
OCT	35	95.69	21.00	87.29	/	82.79	35.72	118.51	973.60	34	1190	3185.46	714.00	115.80	973.50
NOV	48	61.52	21.60	113.60	/	113.60	115.80	229.40	975.30	61	2928	3752.72	1317.60	227.26	975.60
DEC	58	36.81	20.30	137.10	/	137.10	227.26	364.36	976.50	95	5510	3496.95	1928.50	364.44	976.50
JAN	48	20.08	14.40	113.60	/	113.60	364.44	478.04	977.45	117	5616	2349.36	1684.80	479.62	977.40
FEV	42	36.27	14.70	99.40	/	99.40	479.62	579.02	978.10	139	5838	5641.53	2055.81	577.62	978.05
MAR	46	83.66	18.40	108.80	/	108.80	577.76	686.56	978.60	157	7222	13134.62	2888.80	677.75	978.65
AVR	49	97.15	22.10	115.90	25.466	90.43	677.75	768.18	979.20	169	8281	16418.35	3734.90	756.31	979.10
MAI	38	140.54	19.00	99.90	116.416	-26.52	756.31	729.79	979.00	164	6232	23048.56	3116.00	709.86	978.90
JUIN	25	210.49	13.80	59.10	195.54	-136.44	709.86	573.42	978.00	134	3350	28205.66	1849.20	546.72	977.90
JUIL	08	284.49	08.00	19.00	255.57	-236.57	546.72	310.15	976.10	83	664	23612.67	664.00	286.54	975.90
AOÛT	15	284.49	26.30	35.50	222.83	-187.33	286.54	99.21	973.10	29	435	8250.21	762.70	98.63	972.90
SEPT	31	174.89	27.90	73.36	127.33	-53.97	90.63	36.66	970.90	13	403	2273.57	362.70	34.46	971.00

D'après les 3 tableaux de régularisation, dans la colonne 16 on repère la cote maximale du niveau d'eau $PNHE = 979.10$ m. Il en découle que le niveau normal de la retenue $NNR = 979.10$. Sur la courbe des cotes en fonction des surfaces du plan d'eau $S(h)$ et en fonction de la Capacité de la retenue $V(h)$, on repère le niveau du volume mort $NVM = 971.00$, le volume normal $V_N = 760.10^3 m^3$ et la Surface normale du plan d'eau $S_N = 16.7 ha$.

8.4 TAUX DE REGULARISATION OPTIMUM

Pour trouver le taux de régularisation optimum, on trace la courbe hauteurs en fonction des taux 70% ; 80% ; 90% relatifs aux hauteurs minimales des plans d'eau respectives correspondantes : 973.50 ; 973.50 ; 971.00 (m). Après cela, on repère sur cette courbe le taux correspondant à la cote du niveau du volume mort qui est 90%.

les tableaux de régularisation ont été dressés comme suit : les colonnes précipitations (2) ; évaporation (3) ; infiltration (4) et apport moyen (5) relèvent des observations prises sur le bassin versant.

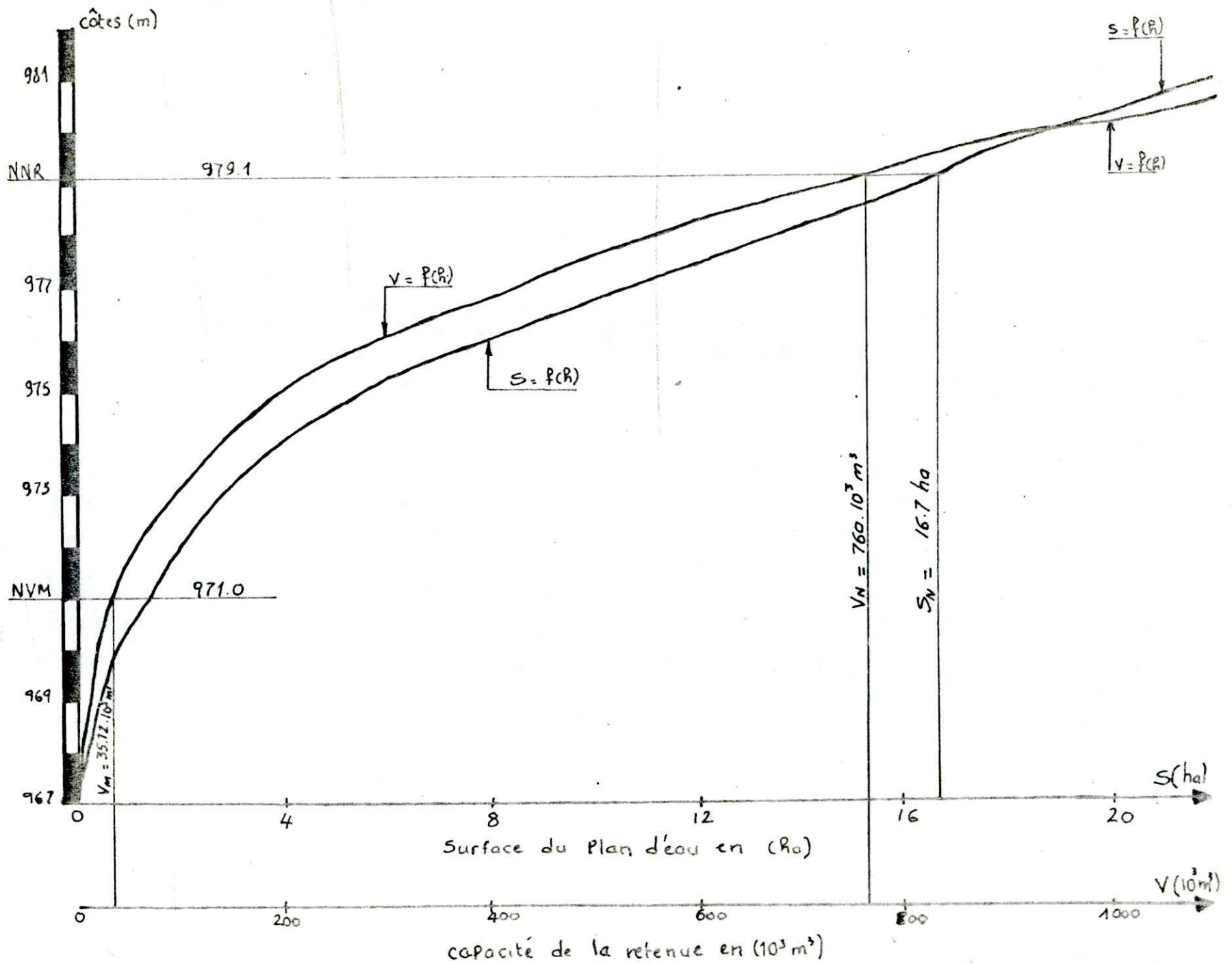
la colonne variation approximative du réservoir (retenue) (7) dépend des besoins en eau pour l'irrigation le calcul commence à partir du mois d'octobre où le niveau dans la retenue est celui du niveau du volume mort $NVM = 35.72 m$. Toujours pendant le mois d'octobre, le nouveau niveau serait la somme des cotes du volume mort et celui que constituerait l'apport moyen dans le réservoir. On relève sur la courbe $V(h)$ cette cote, puis par projection sur la courbe $S(h)$, on repère la surface correspondante. la colonne (12), et toujours au niveau du même mois, est obtenue en multipliant la superficie par la précipitation correspondante.

les colonnes 13 et 14 seront obtenues en utilisant le même Procédé.

la colonne 15 est obtenue en faisant la différence entre le volume approximatif augmenté du volume des précipitations et les déficits hydrologiques.

les cotes de la colonne 16 sont repérées sur la courbe $V(h)$ le volume du réservoir au début d'un mois est repéré dans la colonne (8) du mois suivant.

C'est une méthode itérative qui permet de donner une grande précision aux cotes des niveaux d'eau de la colonne (16)



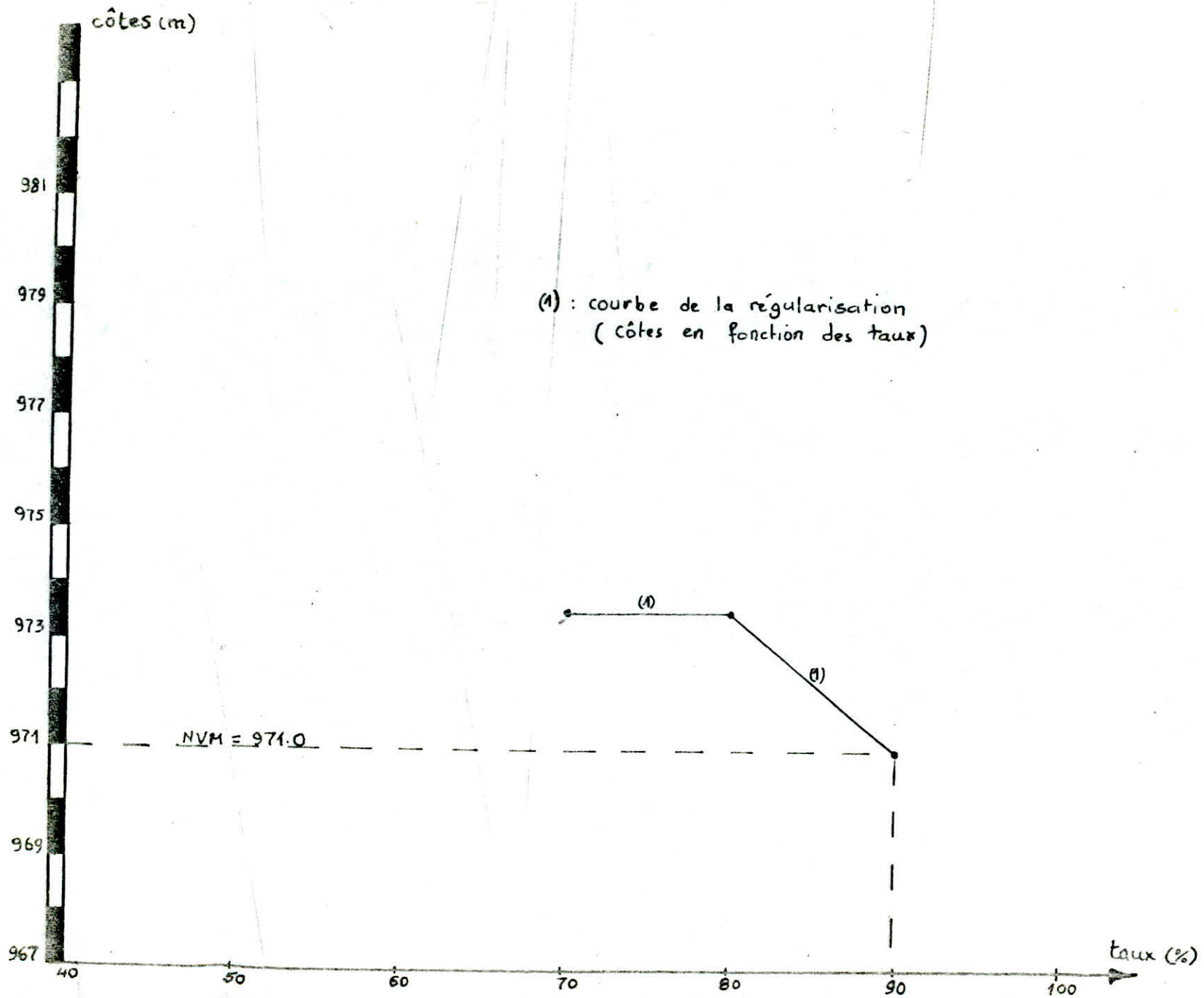


TABLEAU RECAPITULATIF

DESIGNATION	UNITES	TAUX DE REGULARISATION		
		70%	80%	90%
APPORT ANNUEL MOYEN	10^6 m^3	1.048	1.048	1.048
VOLUME MORT	10^3 m^3	35.72	35.72	35.72
MODULE D'IRRIGATION	$\ell/s/ha$	0.66	0.66	0.66
APPORT UTILISABLE	10^6 m^3	0.73	0.84	0.94
VOLUME NECESSAIRE PENDANT LA PERIODE D'IRRIGATION	m^3/ha	10370	10370	10370
SUPERFICIE IRRIGABLE	ha	70.74	80.84	90.95
DEBIT D'IRRIGATION	ℓ/s	46.69	53.35	60.03
VOLUME MENSUEL UTILISE	10^3 m^3	122.26	139.73	157.19
NIVEAU NORMAL NNR	m	979.10	979.10	979.10
NIVEAU MINIMUM	m	973.50	973.50	971.00

8.5 CONCLUSION

Apport utilisable	=	$1.048 \cdot 10^6 \text{ m}^3$
Taux de régularisation	=	90%
Superficie irrigable	=	90.95 ha
Volume mensuel utilisé	=	$157.19 \cdot 10^3 \text{ m}^3$
module d'irrigation	=	0.66 l/s/ha

8.6 VOLUME UTILE

le volume utile est la quantité d'eau pouvant être emmagasinée dans une retenue et qui répondrait à différents besoins : (alimentation en eau potable, irrigation etc...)
le volume utile est la différence entre le volume normal et le volume mort

V_U : volume utile
 V_N : volume normal
 $V_N = 760 \cdot 10^3 \text{ m}^3$
 V_M : volume mort
 $V_M = 35.72 \cdot 10^3 \text{ m}^3$

$$V_U = V_N - V_M$$
$$V_U = (760 - 35.72) \cdot 10^3$$

$$V_U = 724.28 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

le volume utile a été déterminé moyennant les calculs relatifs aux différents taux de régularisation et ayant pris en considération les paramètres suivants :

- 1 répartition mensuelle de l'apport de l'oued
- 2 superficie de la cuvette en fonction de la hauteur
- 3 répartition mensuelle de l'évaporation
- 4 répartition mensuelle de l'infiltration
- 5 débit unitaire d'irrigation

IX LAMINAGE DES CRUES9.1 BUT

L'étude du laminage des crues permet de déterminer la cote maximale du plan d'eau en cas de crue, ainsi que les débits déversés par les organes évacuateurs. Le mécanisme du laminage de crue peut être exprimé par l'équation différentielle :

$$Q_{\text{app}}(t) dt = Q_{\text{dev}}(t) dt + A(z) dz$$

- avec :

t : temps
 z : cote du plan d'eau
 Q_{app} : débit de crue entrant dans la retenue au temps (t)
 $A(z)$: surface du plan d'eau à la cote (z)

9.2 METHODE UTILISEE

La méthode utilisée est une méthode graphique. Son principe est de faire le bilan des volumes affluents et des volumes évacués au niveau de la retenue.

Pendant la durée de la crue, le bilan se fera d'heure en heure ou de demi-heure en demi-heure.

9.3 VARIATION DU PLAN D'EAU

Soit Q_i le débit affluent au temps (t_i) et Q_{i+1} le débit affluent au temps (t_{i+1}). L'apport en volume de la crue entre l'instant (t_i) et (t_{i+1}) sera donc :

$$V_{\text{app}} = \left(\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) \Delta t$$

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

Des volumes qui affluent entre l'instant (t_i) et (t_{i+1}) ne sont pas évacués systématiquement : une partie est rejetée tandis que l'autre reste pour contribuer au relèvement du plan d'eau.

Afin de déterminer la relation entre la relevation du plan d'eau et le débit déversé y correspondant, on procédera graphiquement de la manière suivante :
 On trace la courbe des volumes en fonction des hauteurs à partir du niveau normal ainsi que les courbes $V(h) - \Delta V/2$ et $V(h) + \Delta V/2$

Le débit passant à travers un évacuateur de crue est donné par la formule

$$Q(h) = m \cdot b \cdot h \sqrt{2gh}$$

où

- $Q(h)$: débit évacuée
- m : coefficient dépendant du type de déversoir utilisé
- b : largeur du déversoir de crue
- g = $9,81 \text{ m/s}^2$ (accélération de la pesanteur)

des paramètres m et b adoptés ont pour valeurs

$$m = 0.45 \quad (\text{déversoir KRAEGER})$$

$$b = 30 \text{ m}$$

La formule numérique du débit $Q(h)$ est :

$$Q(h) = 30 \times 0.45 \times 4.43 h^{3/2}$$

$$Q(h) = 215.30 \cdot 10^3 h^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{h})$$

En traçant la courbe $Q(h)$ et monnayant les courbes précédentes $V + \Delta V/2$ et $V - \Delta V/2$ toutes tracées sur le même graphique, on arrivera finalement à définir la hauteur déversée et par suite le débit déversé.

LAMINAGE DE CRUE
(tableau de calcul "2")

Temps (heures)	Debit Q_{app} (m^3/s)	Volume $V_{app} =$ $(Q_i + Q_{i+1}/2) \cdot \Delta t$ ($10^3 m^3$)	hauteur deversée h_{dev} (m)	Debit deversé Q_{dev} (m^3/s)
0 - 0.5	1.66	3.00	0.01	0.277
0.5 - 1.0	5.27	9.49	0.06	0.831
1.0 - 1.5	11.59	20.87	0.13	2.493
1.5 - 2.0	22.40	40.33	0.24	6.925
2.0 - 2.5	36.39	65.51	0.48	13.495
2.5 - 3.0	54.41	97.94	0.67	32.824
3.0 - 3.5	76.58	137.84	0.90	50.691
3.5 - 4.0	85.14	153.26	1.07	64.818
4.0 - 4.5	73.69	132.65	1.10	67.865
4.5 - 5.0	60.03	108.05	1.06	64.541
5.0 - 5.5	50.75	91.36	1.00	56.693
5.5 - 6.0	42.73	76.92	0.90	50.691
6.0 - 6.5	35.40	63.72	0.81	44.181
7.0 - 7.5	23.45	42.22	0.64	30.747
8.0 - 8.5	14.67	26.41	0.50	21.052
9.0 - 9.5	8.31	14.95	0.30	9.695
10.0 - 10.5	4.30	07.74	0.18	4.432
11.0 - 11.5	1.76	03.17	0.11	1.939
12.0 - 12.5	0.62	01.12	0.10	1.662
13.0 - 13.5	0.09	00.16	0.00	1.662
13.5 - 14.0	0.00	00.01	0.00	1.662

Dans le tableau "2" de laminage de crue, les débits affluents Q_{app} ont été relevés de l'hydrogramme de crue Lentennal avec des pas de 0.5 heures et 1.0 heure et $Q_{app} = \frac{Q_i + Q_{i+1}}{2}$. Le volume affluent découle de Q_{app} avec :

$$V_{app} = \left(\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) \Delta t$$

Le premier volume affluent par projection sur la courbe $V + \Delta V/2$ nous donne la première hauteur deverseé et le premier débit deverseé; à partir de la courbe $V - \Delta V/2$ toujours sur la même horizontale de projection du premier volume, on porte à l'échelle le deuxième volume affluent en le projetant sur $V + \Delta V/2$ pour repérer la deuxième hauteur deverseé et le deuxième débit deverseé etc... On en ressort du tableau de calcul "2" que la hauteur et le débit intéressants le projet sont :

$$h_{dev} = 1.10 \text{ m} \quad ; \quad Q_{dev} = 67.865 \text{ m}^3/\text{s}$$

X ETUDE TECHNIQUE DE L'OUVRAGE

10.1 GENERALITES

L'étude géologique est nécessaire pour servir à la conception de l'ouvrage. Les caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux servant à la construction de la digue doivent être connues car elles sont partie prenante dans la réalisation.

10.2 ETUDE GEOLOGIQUE

Sur la dite du site, il y'a des marnes disposées en couches superposées.

Sur le côté gauche, il y'a des marnes et de l'argile. Sur les hauteurs du bassin versant, il y'a des roches calcaires massives de (25 ÷ 30) cm d'épaisseur, des schistes argileux avec des inter bancs de grès.

Il y'a 2 couches stratifiées dans le terrain de fond de la vallée : une couche de gravier de (6 ÷ 10) m d'épaisseur et l'autre en forme de cailloux roulés d'épaisseur totale de 1.5 m.

De part et d'autre de la cuvette, sur les pentes douces se trouve une couche d'argile plastique (5 ÷ 6) m d'épaisseur. Le bassin de fond est marécageux.

10.3 PERMEABILITE

La perméabilité dépend de la roche souterraine qui est constituée d'argile, de marnes et de marno-calcaires. Ce type de roche présente un aspect faible pour la fondation de l'ouvrage.

10.4 CHOIX DU TYPE DE BARRAGE

Le choix du type de barrage est en fonction de la topographie du site et de la disponibilité des matériaux sur le lieu même de la construction. Comme l'épaisseur de la couche d'argile varie de (1 ÷ 6) m, la conception de l'ouvrage se trouve dans une norme favorable.

10.5 CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES

Argile: C'est une argile très plastique de couleur brûlée

Densité sèche	γ_1	=	1.70 g/cm ³
Densité humide	γ_2	=	2.04 g/cm ³
teneur en eau		=	20%
Angl. de frottement	$\phi_{1,2}$	=	25°
Coef. de perméabilité	K	=	10 ⁻⁹ m/s
cohésion à l'état saturé	C_2	=	0.2 t/m ²
cohésion à l'état sec	C_1	=	0.94 t/m ²
limite d'Atterberg	I_p	=	30%
	w_p	=	54%
Indice de consistance		=	1.1

10.6 ZONE D'EMPRUNT

Elle est facilement accessible vers le côté gauche de la cuvette où la quantité d'argile homogène nécessaire à la construction de l'ouvrage est disponible d'une manière suffisante. Les divers matériaux rocheux servant à la protection du talus peuvent être récupérés au niveau d'une carrière se trouvant en aval à 3 km environ.

I/ CONCEPTION DU BARRAGE

1.1 Dimensionnement de la digue

La hauteur de la digue sera prise égale à la hauteur relative du volume de la retenue qui correspond à un niveau maximal de la retenue majorée d'une revanche sécurisante avec un décafrage d'une valeur de 1 m.

1.2 Revanche

La revanche est la dénivellation entre la crête du barrage et le niveau maximum de la retenue. Pour déterminer la revanche, il faut tenir compte des vagues et de la projection de l'eau vers le haut du barrage causée par le vent. Le calcul de la revanche est donné par les formules empiriques suivantes :

a)

$$R = 1.1 + 0.3 \sqrt{F} \text{ en (m)}$$

F : fetch du plan d'eau (km)
F = 0.65 km

$$R = 1.1 + 0.3 \sqrt{0.65} = 1.34$$

$$R = 1.34 \text{ m}$$

b) Formule de MOLITOR (1)

$$R = 0.75 h_v + v^2 / 2g$$

V : vitesse des vagues en (m/s)

$$v = 1.5 + 2 h_v$$

h_v : hauteur de la vague en (m)

Les 2 formules donnant la hauteur h_v de la vague sont les suivantes

c) Formule de MOLITOR (2)

$$h_v = 0.763 + 0.032 \sqrt{W \cdot F} - 0.271 \sqrt[4]{F} \text{ en (m)}$$

W : vitesse du vent en (km/h)

$$W = (100 \div 120) \text{ km/h}$$

W adoptée :

$$W = 110 \text{ km/h}$$

$$F = 0.65 \text{ km}$$

$$h_v = 0.763 + 0.032 \sqrt{110 \times 0.65} - 0.271 \sqrt[4]{0.65}$$

$$h_v = 0.79 \text{ m}$$

$$v = 1.5 + 2 \times 0.79 = 3.08$$

$$v = 3.08 \text{ m/s}$$

$$R = 0.75 \times 0.79 + \frac{(3.08)^2}{2 \times 9.81}$$

$$R = 1.08 \text{ m}$$

$$R_{\max} = 1.5 \quad R_{\min} = 1.5 \times 1.08$$

$$R_{\max} = 1.61 \text{ m.}$$

d) Formule de Mallet-Paquant

$$h_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{F}$$

$$h_v \text{ en m}$$

$$F \text{ en Km.}$$

$$h_v = 0.5 + 0.33 \sqrt{0.65}$$

$$h_v = 0.76 \text{ m}$$

$$v = 1.5 + 2 \times 0.76 = 3.03$$

$$v = 3.03 \text{ m/s}$$

$$R = 0.75 \times 0.76 + \frac{(3.03)^2}{2 \times 9.81} = 1.03$$

$$R = 1.03 \text{ m}$$

$$R_{\max} = 1.5 \quad R_{\min} = 1.5 \times 1.03$$

$$R_{\max} = 1.56 \text{ m.}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

	formule			valeur adoptée
	(a)	(b, c)	(b, d)	
Revanche (m)	1.34	1.61	1.56	R = 1.60 m

La hauteur du barrage $H_B = H + h_{dev} + R$

H : hauteur d'eau normale = 12.1

H = 12.1 m

h_{dev} : hauteur d'eau déversée en cas de crue centennale

$h_{dev} = 1.10 \text{ m}$

$$H_B = 12.1 + 1.10 + 1.6 = 14.8$$

$$H_B = 15 \text{ m}$$

1.3 Largeur de la crête du barrage

a) formule de KNAPPEN

$$B_c = 1.65 \sqrt{H_B}$$

$$H_B = 15 \text{ m}$$

$$B_c = 1.65 \sqrt{15} = 6.39$$

$$B_c = 6.40 \text{ m}$$

b) formule de B. PREECE

$$B_c = 1.1 \sqrt{H_B} + 1.0 = 5.26$$

$$B_c = 5.26 \text{ m}$$

TABLEAU RECAPITULATIF

Formule	a	b	valeur adoptée
B_c	6.40	5.26	$B_c = 6.0 \text{ m}$

1.4 Risberme

Il est proposé un seul risberme en aval de 3m de largeur situé à 4m au dessus de la base du barrage. Ayant un barrage relativement petit, il n'a pas été jugé nécessaire de multiplier les pentes. la solution adoptée est de concevoir le talus amont en une seule pente ayant pour valeur $1/3$, et pour le talus aval une pente égale à $1/2.5$. Au niveau de la base de la digue, il a été prévu un prisme de drainage à deux pentes de $1/1.5$ chacune. Separées par un risberme. la crête du barrage et le risberme contribueront tous les deux à faciliter la circulation des engins et des machines pour les réparations qui peuvent survenir pendant le temps de service.

- En plus le risberme ajoutera plus de sécurité à la stabilité. le chapitre 1-5 expliquera mieux le choix des pentes $1/3$ en amont et $1/2.5$ en aval

1.5 Pentes des talus

Le choix des pentes des talus est basé sur les caractéristiques géotechniques des matériaux de construction et sur la hauteur du barrage comme c'est clarifié dans le tableau suivant :

hauteur du barrage (m)	Type de barrage	pentes	
		Amont	Aval
$H_B < 5m$	- homogène	$1/2.5$	$1/2$
	- à zones	$1/2$	$1/2$
$H_B = (5-10)$ (m)	- homogène à granulométrie étendue	$1/2$	$1/2$
	- homogène à fort (%) d'argile	$1/2.5$	$1/2.5$
	- à zones	$1/2$	$1/2.5$
$H_B = (10-20)$ (m)	- homogène à granulométrie étendue	$1/2.5$	$1/2.5$
	- homogène à fort (%) d'argile	$1/3$	$1/2.5$
	- à zones	$1/2.5$	$1/2.5$
$H_B > 20m$	- homogène à granulométrie étendue	$1/3$	$1/2.5$
	- homogène à fort (%) d'argile	$1/3.5$	$1/3$
	- à zones	$1/3$	$1/3$

Le choix relatif au projet est $H_B = 15m$, barrage homogène à fort (%) d'argile ; pente amont = $1/3$
pente aval = $1/2.5$

1.6 Protection du talus

a) talus amont

Du fait que le vent provoque le battillage des vagues contre le talus, il faut protéger ce dernier par une couche plus ou moins épaisse d'enrochements rangés à la main ou posés en bloc. C'est une solution économique et pratique. La couche d'enrochement repose sur une couche drainante qui évacuerait l'eau infiltrée et contribuerait par cela à éviter le transport des particules du corps du barrage.

b) talus aval

Le talus aval sera mis en danger seulement par l'effet d'érosion qui sera évité en posant une couche de terre végétale de 30 cm d'épaisseur.

II/ RESEAU D'ECOULEMENT

2.1 Infiltrations

Les infiltrations à travers le corps de la digue constituent un phénomène négatif pour la stabilité. Les matériaux constitutants sont entraînés en aval par l'effet de RENARD

2.2 Ligne de Saturation

La forme de la ligne de saturation d'une digue homogène ne dépend que des dimensions de cette dernière. La parabole de KOZENY donne l'allure de la ligne à partir de l'origine des axes orthogonaux qui sera défini plus loin. CASAGRANDE améliorera l'allure en faisant une interpolation jusqu'au pt P du plan d'eau (voir fig en page suivante) P est la projection verticale du pt D de coordonnées (0.3S ; 0) dans le système d'axes rectangulaires MO'D. M est le pt d'intersection du plan d'eau avec le talus amont. O' est le pt de projection verticale sur la base de la digue

S est la longueur de la partie de la base O'K
0.3S " " " " " " " " " " O'D
O'K = 36.2 m

0.3S = 10.86 m

L'origine "O" des axes rectangulaires qui servira à tracer la parabole de KOZENY est tel que "O" soit situé à une distance l du pt L
L: Sommet intérieur à la digue du prisme de drainage

$$l = (0.05 \div 0.06) H_B \quad l = 0.055 \times 15 = 0.83$$

l = 0.83 m

La parabole de KOZENY est définie par l'équation:

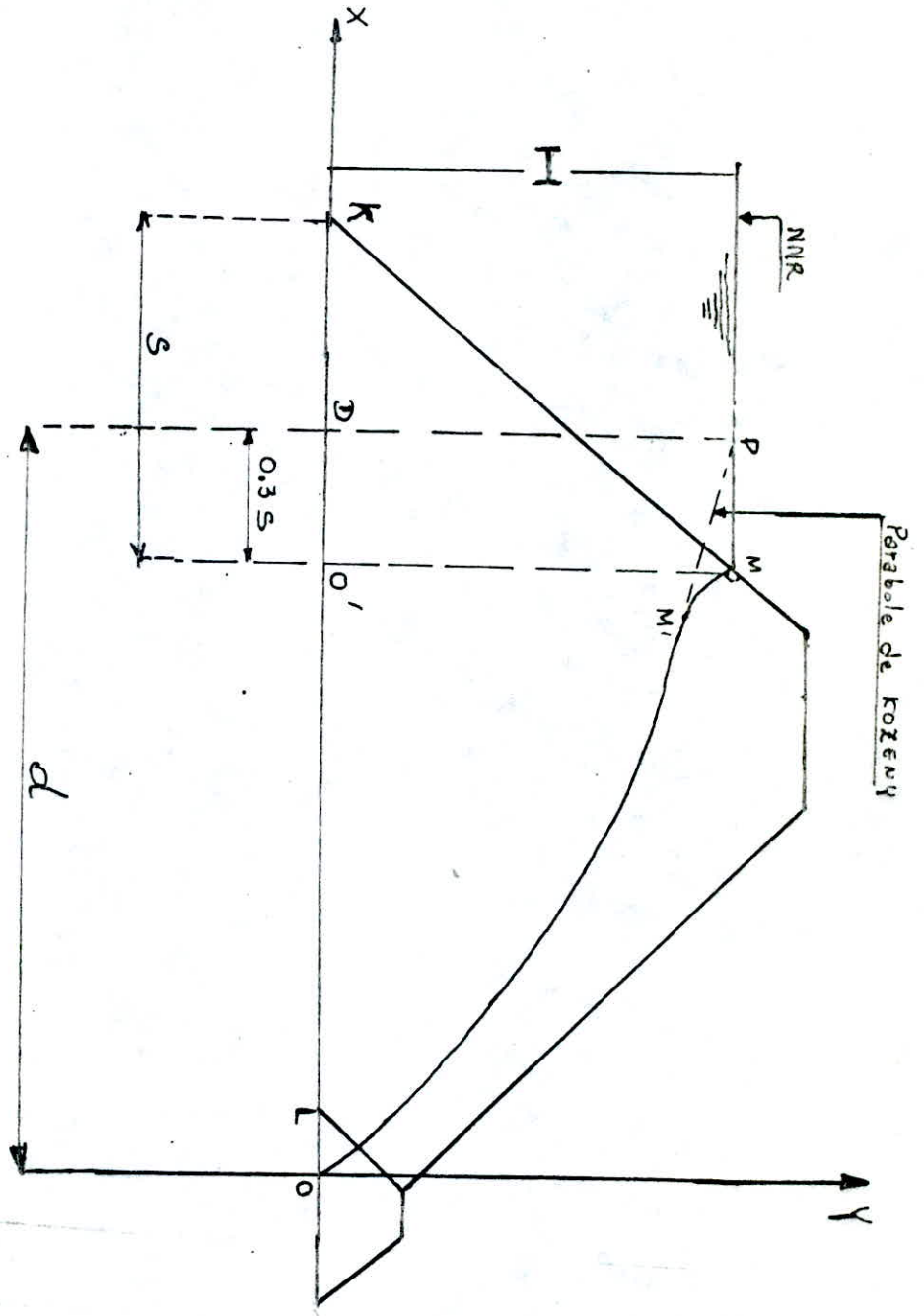
$$X^2 + Y^2 = (X + Y_0)^2$$

X et Y définissent le lieu géométrique de la parabole

avec $Y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$

d: longueur du segment OD

d = 47.6 m



$$H = 12.1 \text{ m}$$

$$Y_0 = \sqrt{(12.1)^2 + (47.6)^2} - 47.6 = 1.51$$

$$Y_0 = 1.51 \text{ m}$$

$$Y = \sqrt{(X+Y_0)^2 - X^2}$$

l'expression finale de Y est :

$$Y = \sqrt{(X+1.51)^2 - X^2}$$

Coordonnées pour tracer la parabole théorique de KOZENY

X(m)	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
Y(m)	1.51	4.17	5.70	6.90	7.92	8.82	9.64	10.39	11.09	11.76	12.39

2.3 Estimation du débit de fuite

a) débit de fuite à travers le corps du barrage

KOZENY a défini le débit de fuite à travers le corps du barrage par la formule suivante :

$$q = K (\sqrt{H^2 + d^2} - d)$$

K : : perméabilité des matériaux constituant le corps du barrage

$$d = OD = 47.6 \text{ m voir fig page (59)}$$

H = hauteur normale de la retenue

$$K = 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$d = 47.6 \text{ m}$$

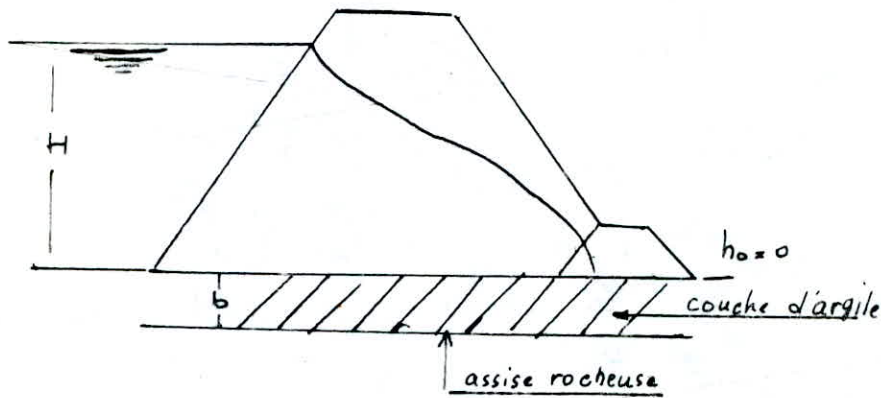
$$H = 12.1 \text{ m}$$

$$q_{f1} = 10^{-9} (\sqrt{(12.1)^2 + (47.6)^2} - 47.6)$$

$$q_{f1} = 1.52 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$$

2.4 Debit de fuite à travers la couche d'argile servant de fondation

La digue repose sur une couche d'alluvions d'1 m d'épaisseur. Cette couche est intermédiaire entre la digue et l'assise rocheuse. Le projet prévoit avant la construction le décapage de cette couche d'alluvion et mettre une couche d'argile bien compactée sur la même épaisseur d'1 m. (voir fig ci-dessous)



En vertu de la loi de DARCY

$$q_2 = K I A$$

K : perméabilité de la couche d'argile

A : aie soumise à l'infiltration

A = γI (section par unite de largeur)

I : gradient hydraulique

$$I = \frac{dy}{dx}$$

$$q_2 dx = K \gamma dy$$

$$q_2 \int_0^b dx = K \int_{h_0}^{H+b} \gamma dy$$

b : largeur de la couche

h_0 : charge à l'aval de la digue $h_0 = 0$

$H+b$: charge à l'amont de la couche

$$q_2 = \frac{k (H+b)^2 - h_0^2}{2L}$$

L : longueur de la couche ou longueur de la base de la digue

$$l = 87.4 \text{ m}$$

$$H = 12.1 \text{ m}$$

$$h_0 = 0$$

$$q_2 = \frac{10^{-9} (12.1 + 1)^2 - 0}{2 \times 87.4} = 0.98 \cdot 10^{-9}$$

$$q_2 = 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$q = q_1 + q_2 = 2.52 \cdot 10^{-9}$$

$$q = 2.52 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$$

C'est un débit qui est largement admissible au pt de vue Colupton de l'ouvrage.

III/ ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS

3.1 Exposé du problème

Le glissement d'un terrain est très aléatoire et sa durée est incertaine. Le phénomène de glissement est brusque; il dure des mois, voire des années. Pour s'assurer de la stabilité du talus à mont et aval dans les cas les plus défavorables, trois principales situations surviennent :

- Quand le réservoir est plein (fonctionnement normal), le talus à mont est en danger sous l'effet des forces d'infiltration.
- En période de pluie et quand le réservoir est déjà vide, les eaux de ruissellement s'infiltrent dans le corps du barrage pour réapparaître à la base du talus à mont et aval, ce qui causerait préjudice à la stabilité générale de l'ouvrage; pour cela, il est conseillé de commencer à construire en période sèche.
- Dans le vidange du réservoir, les vitesses d'écoulement qui sont importantes provoquent un effet d'érosion qui apparaît sous deux formes :
 - Phénomène de Renard
 - effet de sous-pression

Le coefficient de sécurité donne une idée rationnelle pour concevoir un ouvrage fiable dans les conditions normales. La méthode la plus utilisée dans ce genre de problème est la méthode des tranches ou méthode suédoise de PATTERSON (1916) développée par FELLINIUS (1927) qui les conçoit sous des formes circulaires.

3.2 Méthode utilisée

Le glissement est supposé se produire instantanément le long de la surface de rupture considérée comme étant une surface cylindrique à axe horizontal de centre O et de rayon R .

Comme la méthode de FELLINIUS prévoit une rupture de glissement, appelée "cercle de glissement", il faut envisager plusieurs cas afin d'obtenir le cercle donnant un coefficient de stabilité minimum

- Considérons une tranche d'ordre n , elle est soumise et T_n - à la force de pesanteur G_n ayant N_n et T_n - comme composantes normales et tangentielle aux forces de pression des tranches voisines auxquelles elle oppose des forces d'égale intensité $W\phi_n$ - à la force de pression hydrodynamique - à la force tangentielle et motrice, son effet est de provoquer le glissement

- Les forces d'équilibre s'opposant au glissement sont :

où ϕ : la force de frottement $S_n = (N_n - W\phi_n) \text{tg} \phi$
 angle de frottement du sol
 C : la force de cohésion $C_n = C \cdot l_n$
 cohésion du sol (t/m^2)
 $l_n = \frac{l_n}{\cos \alpha_n}$: est le rapport entre la longueur l_n d'une tranche n et le cosinus de l'angle ayant pour sommet le centre de glissement et relatif au centre de gravité de la tranche.

Le coefficient de sécurité K_s s'exprime par le rapport de la somme des forces stabilisatrices et de la somme des moments des forces motrices par rapport au centre O de glissement

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

où R : rayon du cercle de glissement

$$K_s \text{ devient } K_s = \frac{\sum S_n + \sum C_n}{\sum T_n}$$

la longueur de la tranche $b = \frac{R}{m}$; $m = 10; 20; 30$
 m adoptée = 10

Procédons au numérotage des tranches, la verticale issue du centre "O" du cercle de glissement coupe la tranche d'ordre "0" (zéro) en son milieu,

Les tranches situées à gauche de celle du centre (zéro) seront comptées négativement et celles de droite le seront positivement pour le talus aval et inversement pour le talus - amont

Le poids G_n de la tranche d'ordre n sera :

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

γ_1 :: poids volumique du massif à l'état naturel (g/cm^3)
 γ_2 :: " " " " même sol à l'état saturé (g/cm^3)

h'_n :: hauteur moyenne de la partie sèche de la $n^{ème}$ tranche
 h''_n :: " " " " " " saturée " " même "

La composante N_N aura pour valeur $N_N = G_n \cos \alpha_n$ (tonnes)
 " " " " " " " " $T_N = G_n \sin \alpha_n$ (tonnes)
 avec $\sin \alpha_n = \frac{n}{m}$ et $\cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$

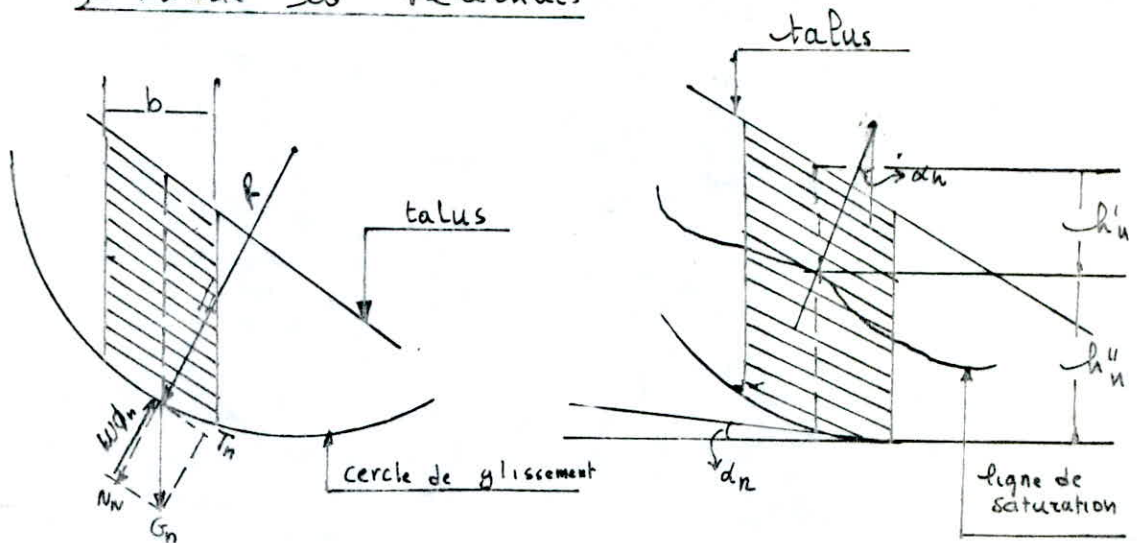
La force de pression hydrodynamique $W\Phi_n$ aura pour valeur

$$W\Phi_n = \gamma h_p l_n$$

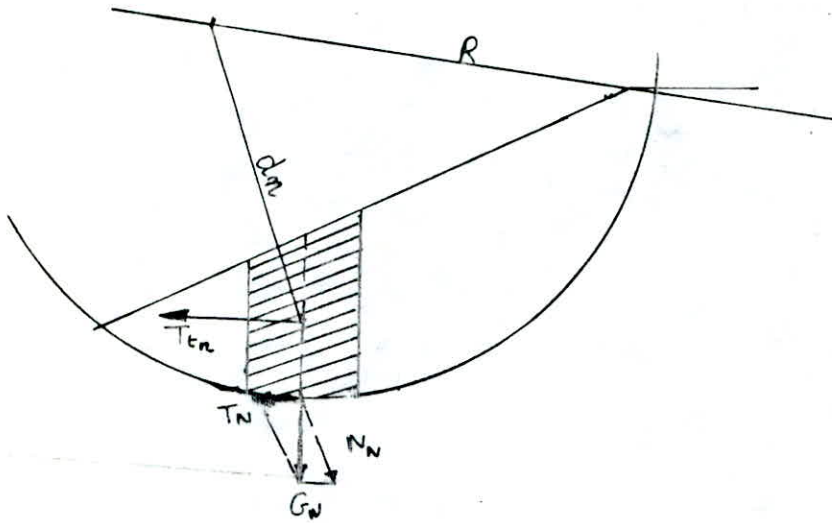
γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 1 t/m^3$)

h_p : hauteur piézométrique de la tranche considérée prise approximativement égale à la hauteur d'eau d'infiltration sur la couche de glissement

3.3 Schéma de calcul de la stabilité par la méthode de Fellenius



3.4 Sollicitations dues aux seismes



La région du barrage LECHEBOUR est sujette généralement à des effets sismiques d'intensité $a = 0.12$. L'expression du coefficient de sécurité devient:

$$K_{SS} = \frac{\sum [G_n \cos(\alpha_n) - d_2 h_n \frac{b}{\cos(\alpha_n)}] \text{tg} \phi_i + \sum C_i \frac{b}{\cos(\alpha_n)}}{\sum G_n \sin(\alpha_n) + (1/R) \times \sum T_{tn} \cdot dn}$$

$$T_{tn} = a G_n = \text{force due au seisme}$$

dn : bras de levier

3.5 Vidange rapide

Une vidange est dite rapide lorsqu'elle se fait en un temps suffisamment court de tel sorte que le corps de la digue imbibe d'eau reste pratiquement dans cet état. Le niveau d'eau étant descendu partiellement ou atteignant le pied de talus avant, le temps requis en Algérie pour une vidange rapide est de 21 jours.

FIN DE CONSTRUCTION TALUS A HONT R = 50.4 m

N	b_n	P_n^i	α_n	G_n	S_{max}	$C_{s/n}$	$G_{n \cdot S_{max}}$	$G_{n \cdot C_{s/n}}$	L_n	h_{gp}	$G_{n \cdot C_{s/n}} \times h_{gp}$	C_{L_n}	T_{L_n}	d_n	$T_{L_n} \cdot d_n$
-1	504	120	470	4028	-0.10	0.99	-1.03	10.18	5.09	0.47	4.78	4.78	4.23	49.5	60.89
0	"	315	"	2699	0.06	1.00	0.00	26.99	5.04	"	42.68	4.74	3.24	48.8	158.11
1	"	450	"	3856	0.16	0.99	3.86	38.47	5.09	"	47.94	4.78	4.65	48.0	222.24
2	"	540	"	4627	0.20	0.98	9.25	45.34	5.14	"	21.31	4.85	5.55	47.7	264.74
3	"	570	"	4884	0.30	0.95	14.65	46.40	5.30	"	21.81	4.98	5.86	47.9	279.52
4	"	555	"	4755	0.40	0.92	19.02	43.75	5.48	"	20.56	5.15	5.71	47.7	272.37
5	"	435	"	3727	0.50	0.87	18.64	32.42	5.79	"	15.24	5.44	4.77	48.0	214.56
6	"	270	"	2313	0.60	0.80	13.88	18.50	6.30	"	8.70	5.92	2.78	48.9	135.94
7	1.2	0.90	"	1.84	0.70	0.71	1.29	1.31	7.10	"	0.62	6.67	0.22	50.0	10.99

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL R = 41.10 m

N	b_n	h_n	γ_s	G_n	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	e_n	t_{gp}	$G_n \cos \alpha_n \times t_{gp}$	$C_i e_n$	T_{en}	d_n	$T_{en} d_n$
-1	1.80	0.60	1.70	1.84	-0.10	0.99	-0.18	1.82	1.82	0.47	0.86	1.71	0.22	40.8	8.98
0	4.11	2.25	"	15.72	0.00	1.00	0.00	15.72	4.11	"	7.39	3.96	1.89	39.9	75.41
1	"	3.60	"	25.15	0.10	0.99	2.52	24.90	4.15	"	11.70	3.90	3.02	39.3	118.69
2	"	4.80	"	33.54	0.20	0.98	6.71	32.87	4.19	"	15.45	3.94	4.02	38.7	155.57
3	"	5.40	"	37.73	0.30	0.95	11.32	35.84	4.33	"	16.85	4.07	4.53	38.5	174.41
4	"	5.40	"	37.73	0.40	0.92	15.09	34.71	4.47	"	16.31	4.20	4.53	38.7	175.31
5	"	5.10	"	35.63	0.50	0.87	17.82	31.00	4.72	"	14.57	4.44	4.28	39.3	168.20
6	"	4.20	"	29.34	0.60	0.80	17.60	23.47	5.14	"	11.03	4.83	3.52	39.6	139.39
7	"	2.40	"	16.77	0.70	0.71	11.74	11.91	5.79	"	5.60	5.44	2.01	40.5	81.41
8	0.34	0.90	"	0.52	0.80	0.60	0.42	0.31	0.56	"	0.15	0.53	0.06	40.8	2.45

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL $R = 40.2 \text{ m}$

N°	b_n	h_n	α_n	G_n	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	l_n	$t g \varphi$	$G_n \cos \alpha_n \times t g \varphi$	$C_i l_n$	T_{Fn}	d_n	$T_{Fn} d_n$
-1	4.02	1.05	1.70	7.18	0.10	0.99	-0.72	7.11	4.06	0.47	3.34	3.82	0.86	39.9	34.51
0	"	2.70	"	18.45	0.00	1.00	0.00	18.45	4.02	"	8.67	3.78	2.21	39.0	86.19
1	"	4.20	"	28.70	0.10	0.99	2.87	28.41	4.06	"	13.35	3.82	3.44	38.4	132.10
2	"	5.10	"	34.85	0.20	0.98	6.97	34.15	4.10	"	16.05	3.85	4.18	38.4	160.51
3	"	5.70	"	38.95	0.30	0.95	11.68	37.00	4.23	"	17.39	3.98	4.67	37.8	176.53
4	"	5.70	"	38.95	0.40	0.92	15.58	35.83	4.37	"	16.84	4.11	4.67	37.8	176.53
5	"	5.10	"	34.85	0.50	0.87	17.43	30.32	4.62	"	14.25	4.34	4.18	38.7	161.77
6	"	4.20	"	28.70	0.60	0.80	17.22	22.96	5.03	"	10.79	4.73	3.44	39.0	134.16
7	"	2.70	"	18.45	0.70	0.71	12.92	13.10	5.66	"	6.16	5.32	2.21	39.9	88.18
8	0.60	0.45	"	3.07	0.80	0.60	2.46	1.84	6.70	"	0.86	6.30	0.37	40.2	14.81

FIN DE CONSTRUCTION TALUS AVAL $R = 38.7 \text{ m}$

N	b_n	R'_n	α_n	G_n	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	l_n	$\text{tg} \varphi$	$G_n \cos \alpha_n \times \text{tg} \varphi$	$C_i l_n$	T_{em}	d_n	$T_{em} d_n$
-2	1.50	0.60	1.70	1.53	-0.26	0.98	-0.31	1.50	1.53	0.47	0.71	1.44	0.18	39.1	7.02
-1	3.87	1.80	"	11.84	-0.10	0.99	1.18	11.72	3.91	"	5.51	3.68	1.42	38.1	54.10
0	"	3.60	"	23.68	0,00	1.00	0.00	23.68	3.87	"	11.13	3.64	2.84	38.7	109.91
1	"	3.60	"	23.68	0.10	0.99	2.37	23.44	3.91	"	11.02	3.61	2.84	36.6	103.94
2	"	6.00	"	39.47	0.20	0.98	7.89	38.68	3.94	"	18.18	3.70	4.74	36.3	172.06
3	"	6.45	"	42.43	0.30	0.95	12.73	40.31	4.07	"	18.95	3.83	5.09	36.1	183.75
4	"	6.60	"	43.42	0.40	0.92	17.37	39.95	4.21	"	18.78	3.96	5.21	36.2	188.60
5	"	6.06	"	39.87	0.50	0.87	19.94	34.69	4.45	"	16.30	4.18	4.78	36.5	174.47
6	"	5.10	"	33.55	0.60	0.80	20.13	28.84	4.84	"	12.61	4.55	4.03	36.9	148.71
7	"	3.30	"	21.71	0.70	0.71	15.20	15.41	5.45	"	7.24	5.12	2.61	37.8	98.66

FONCTIONNEMENT NORMAL TALUS AVAI R = 40.2 m.

N°	b_n	h'_n	h''_n	β_1	β_2	G_n	Airain	$\cos \alpha_n$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	h_n	$w \phi_n$	$(G_n \cos \alpha_n - w \phi_n) \frac{1}{\gamma \phi}$	$C_n h_n$	T_{en}	d_n	$T_{en} \cdot d_n$
-2	0.90	0.60	/	1.70	2.04	0.92	0.2	0.98	-0.18	0.90	0.92	/	0.42	0.86	0.11	39.9	4.39
-1	4.02	1.80	/	"	"	12.30	-0.1	0.99	-1.23	12.18	4.06	/	5.68	3.82	1.48	39.3	58.16
0	"	3.30	/	"	"	22.55	0.0	1.00	0.00	22.55	4.02	/	10.51	3.78	2.71	38.6	104.61
1	"	4.80	/	"	"	32.80	0.1	0.99	3.28	32.47	4.06	/	15.14	3.82	3.94	37.8	148.93
2	"	5.40	/	"	"	36.90	0.2	0.98	7.38	36.16	0.92	/	16.86	0.86	4.43	37.5	166.13
3	"	4.05	1.95	"	"	43.67	0.3	0.95	13.10	41.49	4.23	9.25	15.50	3.98	5.24	37.5	196.50
4	"	4.20	2.10	"	"	45.92	0.4	0.92	18.37	42.25	4.37	9.18	15.42	4.11	5.51	37.2	204.97
5	"	4.80	0.90	"	"	40.18	0.5	0.87	26.09	34.96	4.62	4.16	14.36	4.34	4.82	37.5	180.75
6	"	4.50	/	"	"	30.75	0.6	0.80	18.45	24.60	5.02	/	11.47	4.72	3.69	38.1	140.59
7	"	2.40	/	"	"	16.40	0.7	0.71	11.48	11.64	5.66	/	5.43	5.32	1.97	39.3	77.42

FONCTIONNEMENT NORMAL TALUS AVAL $R = 37.8 \text{ m}$

N°	b_n	h'_n	h''_n	α_1	α_2	G_n	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$G_n \sin \alpha_n$	$G_n \cos \alpha_n$	d_n	$W\phi_n$	$(G_n \cos \alpha_n - W\phi_n) / \gamma_{\phi 4}$	$C \cdot R_n$	T_{en}	d_n	$T_{\text{en}} d_n$
-2	1.20	1.20	/	1.70	2.04	2.45	-0.2	0.98	-0.49	2.40	1.22	/	1.12	1.15	0.29	37.1	10.76
-1	3.78	2.40	/			15.42	-0.1	0.99	-1.54	15.27	3.82	/	7.12	3.59	1.85	36.6	67.71
0		3.90	/			25.06	0.0	1.00	0.00	25.06	3.78	/	11.69	3.55	3.01	35.7	107.46
1		5.25	/			33.74	0.1	0.99	3.37	33.40	3.82	/	15.57	3.59	4.05	35.3	142.97
2		6.30	/			40.48	0.2	0.98	8.10	39.67	3.86	/	18.50	3.63	4.86	34.9	169.61
3		3.90	2.70			45.88	0.3	0.95	13.76	43.59	3.98	10.75	15.31	3.74	5.51	34.5	190.10
4		4.20	2.40			45.50	0.4	0.92	18.20	41.86	4.11	9.86	14.92	3.86	5.46	38.0	207.48
5		5.10	1.50			44.34	0.5	0.87	22.17	38.58	4.34	6.51	14.95	4.08	5.32	34.8	185.14
6		5.40	/			34.70	0.6	0.80	20.82	27.76	4.73	/	12.94	4.45	4.16	35.6	148.10
7		3.60	/			23.13	0.7	0.71	16.19	16.42	5.32	/	7.66	5.00	2.78	36.5	101.47

FUNCTIONNEMENT NORMAL . TALUS AVAL R = 41.55 m

N°	b _n	R _n	h _n	α ₁	α ₂	G _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	G _n sinα _n	G _n cosα _n	l _n	ωφ _n	$\frac{(G_n \cos \alpha_n - \omega \phi_n) \times \tan \varphi}{\gamma}$	C _l l _n	T _{tn}	d _n	T _{tn} · d _n
-1	1.80	0.60	/	1.70	2.04	1.84	-0.10	0.99	-0.18	1.82	1.92	/	0.85	1.71	0.22	41.1	9.04
0	4.10	2.25	/	"	"	15.91	0.0	1.00	0.00	15.91	4.16	/	7.42	3.91	1.91	40.65	77.64
1	"	3.75	/	"	"	26.52	0.10	0.99	2.65	26.25	4.20	/	12.24	3.95	3.18	39.6	125.93
2	"	4.80	/	"	"	33.95	0.20	0.98	6.79	33.27	4.24	/	15.51	3.99	4.07	39.3	159.95
3	"	4.50	0.90	"	"	39.46	0.30	0.95	11.84	37.49	4.78	3.94	15.64	4.12	4.74	39.2	185.81
4	"	4.20	1.20	"	"	39.89	0.40	0.92	15.96	36.70	4.52	5.42	14.59	4.25	4.79	39.1	187.29
5	"	4.80	/	"	"	33.95	0.50	0.87	16.98	29.54	4.78	/	13.77	4.49	4.07	39.6	161.17
6	"	3.60	/	"	"	25.46	0.60	0.80	15.28	20.37	5.20	/	9.50	4.89	3.06	40.1	122.71
7	"	1.50	/	"	"	10.61	0.70	0.71	7.43	7.53	5.86	/	3.51	5.51	1.27	40.9	51.94

VÉDANGE RAPIDE R = 50.4 m.

N°	b _n	h' _n	h'' _n	α ₁	α ₂	G _n	b _n sin α _n	cos α _n	G _n sin α _n	h _n	$(N_n - \omega\phi) =$ $[\alpha_1 h'_n + (\alpha_2 - 1) h''_n]$ $\times b_n \cos \alpha_n$	tg φ	$(N_n - \omega\phi)$ $\times \text{tg} \phi$	Q _n P _n	T _{tn}	dn	T _{tn} dn
-1	2.52	/	1.20	1.70	2.04	6.17	0.10	0.99	-0.62	2.55	3.11	0.47	1.46	0.51			
0	5.04	/	3.15			32.39	0.00	1.00	0.00	5.04	16.51		7.76	1.00			
1		/	4.50			46.27	0.40	0.99	4.63	5.09	23.75		10.97	1.02			
2		/	5.40			55.52	0.20	0.98	11.10	5.14	27.74		13.04	1.03			
3		/	5.70			58.61	0.30	0.95	17.58	5.30	28.38		13.34	1.06			
4		/	5.55			57.06	0.40	0.92	22.82	5.48	26.76		12.58	1.10			
5		/	4.35			44.72	0.50	0.87	22.36	5.79	19.84		9.32	1.16			
6		2.70	/			23.13	0.60	0.80	13.88	6.30	18.51		8.70	5.92			
7	1.20	0.90	/			1.84	0.70	0.71	1.29	7.10	1.30		0.61	6.67			

VIDANGE RAPIDE R = 474 m

N ^o	b _n	B _n	R _n	α ₁	α ₂	G _n	sin α	cos α	G _n sin α	R _n	$\frac{(N_n - w \phi) = R_n}{\left[\frac{0.2 R_n + (B_n - 1) R_n}{2 \cos \alpha} \right]}$	tg φ	$\frac{(N_n - w \phi)}{R_n \times \text{tg } \phi}$	Q _n	T _{en}	du	T _{en} du
-2	0.90	/	0.60	1.70	2.04	1.10	-0.20	0.98	-0.22	0.92	0.55	0.47	0.26	0.18			
-1	4.00	/	2.10	"	"	17.14	-0.10	0.99	-1.71	4.04	8.65	"	4.07	0.81			
0	4.74	/	3.90	"	"	37.71	0.00	1.00	0.00	4.74	19.23	"	9.04	0.95			
1	"	/	5.10	"	"	49.31	0.10	0.99	4.93	4.79	24.89	"	11.70	0.96			
2	"	/	6.00	"	"	58.02	0.20	0.98	11.60	4.84	28.99	"	13.62	0.97			
3	"	/	6.30	"	"	60.92	0.30	0.95	18.28	4.99	33.77	"	15.87	1.00			
4	"	/	6.00	"	"	58.02	0.40	0.92	23.21	5.15	31.46	"	14.79	1.03			
5	"	/	5.40	"	"	52.22	0.50	0.87	26.11	5.45	29.55	"	13.89	1.09			
6	"	3.90	/	"	"	31.43	0.60	0.80	18.86	5.93	25.14	"	11.82	0.57			
7	2.50	1.50	/	"	"	6.38	0.70	0.71	4.47	3.52	4.53	"	2.13	3.31			
8	0.80	0.75	/	"	"	1.02	0.80	0.60	0.20	1.33	0.61	"	0.29	1.25			

VIDANGE RAPIDE $R = 49.5 \text{ m}$

N°	b_n	h'_n	h''_n	δ_1	δ_2	G_n	$\sin \alpha_n$	$\cos \alpha_n$	$G_n \sin \alpha_n$	h_n	$(N_n - \omega \phi) =$ $[\delta_1 R'_n + (\delta_2 - 1) R''_n]$ $\times b_n \cos \alpha_n$	$\text{tg} \varphi$	$\frac{(N_n - \omega \phi)}{\text{tg} \varphi}$	$\rho_n \ln$	T_n	d_n	$T_n d_n$
-1	2.97	/	1.35	1.70	2.04	8.18	-0.10	0.99	-0.82	3.00	4.13	0.47	1.94	0.60			
0	4.95	/	3.60	"	"	36.35	0.00	1.00	0.00	4.95	18.53	"	3.71	0.99			
1	"	/	5.10	"	"	51.50	0.10	0.99	5.16	5.00	25.99	"	12.22	1.00			
2	"	/	6.00	"	"	60.59	0.20	0.98	12.12	5.05	30.27	"	14.23	1.01			
3	"	/	6.30	"	"	63.62	0.30	0.95	19.09	5.21	39.32	"	18.48	1.04			
4	"	/	6.00	"	"	60.59	0.40	0.92	24.24	5.38	34.81	"	16.36	1.08			
5	"	/	5.40	"	"	54.53	0.50	0.87	27.27	5.69	32.68	"	15.36	1.14			
6	"	3.90	/	"	"	32.82	0.60	0.80	19.70	6.19	29.30	"	13.77	1.22			
7	2.48	2.25	/	"	"	9.49	0.70	0.71	6.64	3.49	8.73	"	3.17	1.28			

3.6 Résultats des calculs de stabilité de la digue

Le coefficient de sécurité de la stabilité K_s de la digue (sans séisme) doit être compris dans l'intervalle $[1.05 \div 1.5]$
 Le coefficient de sécurité de la stabilité K_{ss} (avec séisme) doit être compris dans l'intervalle $[1.05 \div 1.3]$

a) fin de construction talus aval

$$K_s = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i l_n}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

$$K_{ss} = \frac{\sum G_n \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i l_n}{\sum G_n \sin \alpha_n + (1/R) \sum T_n \operatorname{tg} \alpha_n}$$

l_n : bras de levier du pds G_n
par rapport au centre (O)

b) fin de construction talus amont

$$K_s = \text{même qu'en (a)}$$

$$K_{ss} = \text{ " " " }$$

c) fonctionnement normal talus aval

$$K_s = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - W \phi_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i l_n}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

$$K_{ss} = \frac{\sum (G_n \cos \alpha_n - W \phi_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i l_n}{\sum G_n \sin \alpha_n + (1/R) \sum T_n \operatorname{tg} \alpha_n}$$

d) vidange rapide

$$K_s = \frac{\sum (N_n - W \phi_n) \operatorname{tg} \varphi + \sum C_i l_n}{\sum G_n \sin \alpha_n}$$

$$\text{avec } (N_n - W \phi_n) = [\gamma_1 h'_n + (\gamma_2 - 1) h''_n] \cdot b_n \cos \alpha_n$$

- Remarque:
- Pour la stabilité en talus amont, un seul tableau de calcul suffira étant donné que ce talus est généralement stable du fait du seul poids de l'ouvrage
 - Pour la vidange rapide, il n'a pas été jugé nécessaire de calculer la stabilité en cas de séisme; la raison en est qu'il y aurait une probabilité infime qu'un séisme se produise pendant la vidange dont la durée moyenne est de 21 jours.

	$R = 38.7$	$R = 40.2$	$R = 41.1$
FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AVAL)	$K_S = \frac{120.43 + 37.78}{94.14}$ $K_S = 1.68$ $K_{SS} = \frac{120.43 + 37.78}{94.14 + \frac{1241.22}{38.7}}$ $K_{SS} = 1.25$	$K_S = \frac{107.7 + 44.05}{86.41}$ $K_S = 1.45$ $K_{SS} = \frac{107.7 + 44.05}{86.41 + \frac{1165.15}{40.2}}$ $K_{SS} = 1.31$	$K_S = \frac{99.91 + 36.92}{83.04}$ $K_S = 1.65$ $K_{SS} = \frac{99.91 + 36.92}{83.04 + \frac{1039.22}{41.1}}$ $K_{SS} = 1.25$
	$R = 50.4$	---	---
FIN DE CONSTRUCTION (TALUS AMONT)	$K_S = \frac{123.64 + 47.29}{79.56}$ $K_S = 2.15$ $K_{SS} = \frac{123.64 + 47.29}{79.56 + \frac{1619.36}{50.4}}$ $K_{SS} = 1.53$		
	$R = 37.8$	$R = 40.2$	$R = 41.55$
FONCTIONNEMENT NORMAL (TALUS AVAL)	$K_S = \frac{119.78 + 36.64}{100.58}$ $K_S = 1.55$ $K_{SS} = \frac{119.78 + 36.64}{100.58 + \frac{1330.8}{37.8}}$ $K_{SS} = 1.15$	$K_S = \frac{110.79 + 35.61}{90.74}$ $K_S = 1.61$ $K_{SS} = \frac{110.79 + 35.61}{90.74 + \frac{1282.45}{40.2}}$ $K_{SS} = 1.19$	$K_S = \frac{93.03 + 36.82}{76.75}$ $K_S = 1.69$ $K_{SS} = \frac{93.03 + 36.82}{76.75 + \frac{1081.49}{41.55}}$ $K_{SS} = 1.26$
	$R = 47.4$	$R = 49.5$	$R = 50.4$
VIDANGE RAPIDE	$K_S = \frac{97.48 + 17.12}{105.73}$ $K_S = 1.08$	$K_S = \frac{103.81 + 15.96}{113.40}$ $K_S = 1.06$	$K_S = \frac{77.78 + 19.47}{93.04}$ $K_S = 1.05$

CONCLUSION : l'ouvrage est stable à tous les niveaux

IV / OUVRAGES ANNEXES

4.1 Dérivation provisoire

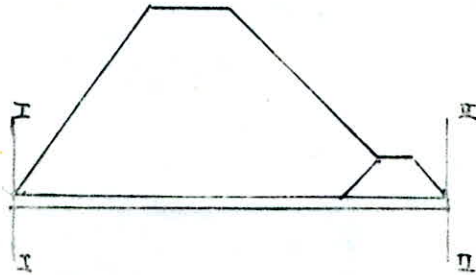
a) Generalites : Pour construire la digue à sec, la construction d'un batardeau en amont s'impose. Celui-ci sert à faire obstacle aux débits d'eau et les évacuer dans la galerie. Cette dernière pour des nécessités topographiques et économiques sera creusée sur le flanc gauche de l'axe. En plus de cela, elle présente l'avantage de servir à la vidange de fond et à évacuer des crues exceptionnelles.

b) Détermination de la hauteur du batardeau : Comme le débit de crue $Q_p 5\% = 65 \text{ m}^3/\text{s}$ et ayant une vitesse admissible de 40 m/s , le diamètre de la galerie sera égal à 3 m .

c) Hypothèses de calcul

- Écoulement en charge dans la galerie.
- Écoulement permanent

En application de l'équation de Bernoulli entre les sections I et II (voir schéma ci dessous) on a :



$$H_{\text{bat}} + J L - H_2 = \frac{v^2}{2g} \left(\sum \gamma_i + f \frac{L}{D} \right)$$

H_{bat} : hauteur du batardeau, la revanche étant omise

L : longueur de la galerie

D : diamètre de la galerie $D = 3.0 \text{ m}$

$\sum \gamma$: somme des pertes de charges

$$\gamma_{\text{entrée}} = 0.5 \quad \gamma_{\text{sortie}} = 1$$

J : pente du terrain à long du tracé $J = 0.042$

f : coefficient de frottement correspondant au régime turbulent rugueux donné par Nikuradse

$$f_r = \left(1.14 - 0.86 \ln \frac{E}{D_h} \right)^{-2}$$

E : rugosité absolue $E = 1.10^{-3}$

D_h : diamètre hydraulique $D_h = D = 3.0 \text{ m}$

$$H_{\text{bat}} = H_2 - J L + \frac{Q^2}{A^2 2g} \times \left(f_r \frac{L}{D} + \sum \gamma \right)$$

d) Application numérique

- $Q_p 5\% = 65 \text{ m}^3/\text{s}$
- $D = 3 \text{ m}$
- $E = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$
- $f_r = 0.015526$
- $H_{bat} = 10.5 \text{ m}$ - Pour des raisons économiques, on prend $H_{bat} = 6 \text{ m}$.

4.2 Évacuateur de crue a) but

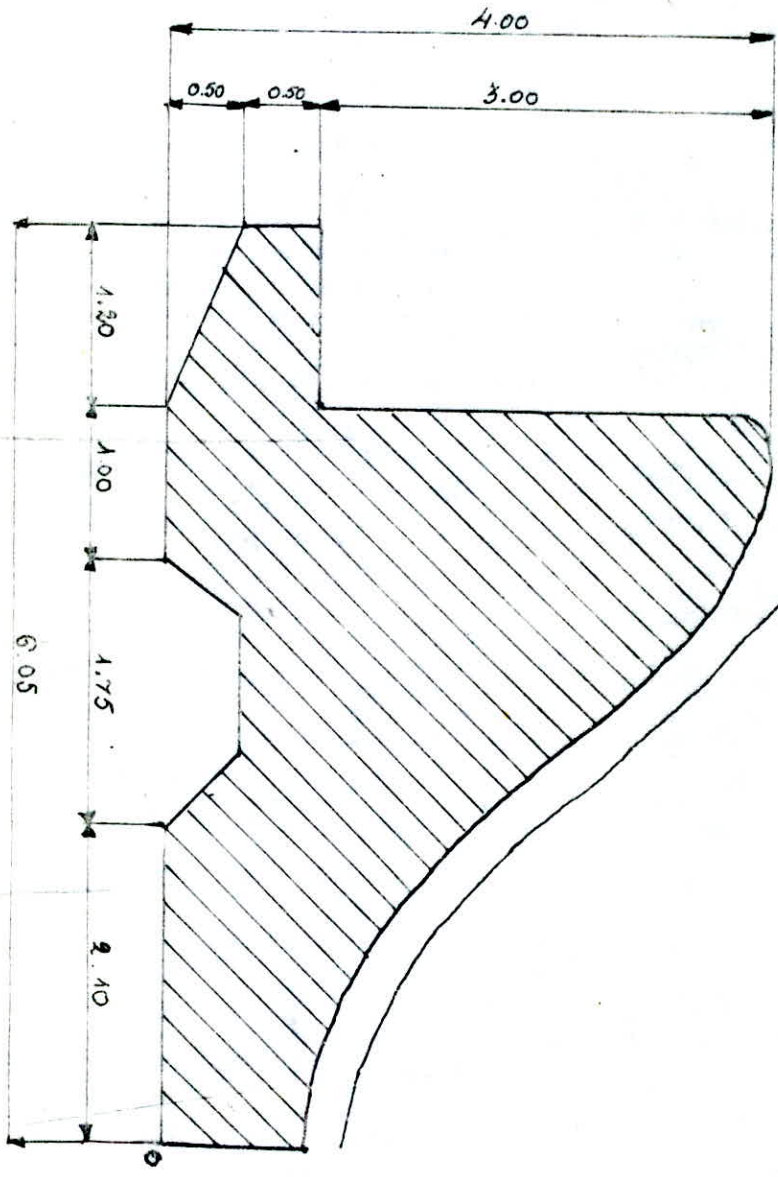
Il est nécessaire de construire un évacuateur de crue pour éviter la submersion de l'ouvrage en période de crue, pour éliminer les risques d'effoulement et préserver en dernier lieu les ouvrages annexes des dommages encourus en pareille situation. Pour des considérations d'ordre topographiques, géologiques, et économiques, il a été opté pour un évacuateur frontal constitué :

- d'un déversoir
- d'un canal de décharge
- d'un dissipateur d'énergie (bassin d'amortissement)

b) Conception : Déversoir profil $H = 1.2 \text{ m}$

X	Y	X	Y
0.0	0.126	1.1	0.321
0.1	0.036	1.2	0.394
0.2	0.007	1.3	0.475
0.3	0.000	1.4	0.564
0.4	0.006	1.5	0.661
0.5	0.027	1.6	0.764
0.6	0.060	1.7	0.873
0.7	0.100	1.8	0.987
0.8	0.146	1.9	1.108
0.9	0.198	2.0	1.235
1.0	0.256		

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique



PROFIL DE L'EVACUATEUR DE CRUE
(CRÄEGER)
ech : 1/50

La hauteur critique au dessus du seuil du déversoir est :

$$K = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}}$$

où q : débit unitaire (m^3/s) $q = \frac{Q}{B}$

Q : débit de crue (m^3/s)

B : largeur du déversoir

g : accélération de la pesanteur

$$Q = 67.865 \text{ m}^3/s$$

$$B = 30 \text{ m}$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$q = \frac{67.865}{30} = 2.26 \quad q = 2.26 \text{ m}^2/s$$

K : charge critique au dessus du seuil du déversoir

$$K = \sqrt[3]{\frac{(2.26)^2}{9.81}} = 0.807 \quad K = 0.807 \text{ m}$$

$$H_K = \frac{3}{2} K = 1.5 K$$

$$H_K = 1.5 \times 0.807 = 1.210 \quad H_K = 1.210 \text{ m}$$

La charge au pied du déversoir (la partie de charge étant négligeable sur le parement aval) est :

$$H = h_t + \frac{V_t^2}{2g} = H_K + A'$$

$$A' = C_s - C_R^2$$

$$A' = 3 \text{ m} \quad (\text{hauteur du déversoir})$$

h_t : profondeur d'eau au pied du déversoir

V_t : vitesse de l'écoulement au même endroit

C_s : côté du seuil

C_R : côté du radier

$$H = H_K + A' = 1.210 + 3 = 4.210 \quad H = 4.210 \text{ m}$$

En application de la théorie de la longueur fluidodynamique (G. Lapray)

le paramètre adimensionnel $H_+ = \frac{H}{K}$

$$H_+ = \frac{4.210}{0.807} = 5.22$$

$$H_+ \text{ abaque 18} \Rightarrow h_t^+ = 0.32 \quad h_t = h_t^+ \times K = 0.32 \times 0.807 = 0.26$$

$$h_t = 0.26 \text{ m}$$

c) STABILITÉ de l'évacuateur de crue

Il faut vérifier la stabilité contre :

- le glissement
- le renversement
- le soulèvement

a) Stabilité contre le glissement

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

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

K_g : coefficient de sécurité

f : coefficient de frottement

G : poids de l'ouvrage

ω_{ϕ} : pression d'infiltration de l'eau

P : poussée due à l'eau

$$G = \frac{1}{2} \times \gamma_b \times R \times b$$

γ_b : poids spécifique du béton $\gamma_b = 2.4 \text{ t/m}^3$

$$R = 3 \text{ m}$$

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

$$G = \frac{1}{2} \times 2.4 \times 3 \times 6 = 21.6 \quad G = 21.6 \text{ t}$$

$$\omega_{\phi} = \frac{1}{2} \gamma_{\text{eau}} \times \alpha \times R \times b \quad ; \quad \alpha : \text{coefficient de réduction de sous pression}$$

$$\alpha = (0.5 \div 1) \quad \alpha = 0.5$$

$$\omega_{\phi} = \frac{1}{2} \times 1 \times 0.5 \times 3 \times 6 = 4.5$$

$$\omega_{\phi} = 4.5 \text{ t/ml}$$

$$P = \frac{1}{2} \gamma R^2 = 0.5 \times 3^2 = 4.5$$

$$P = 4.5 \text{ m}$$

$$d'au \quad K_g = \frac{0.3 (21.6 - 4.5)}{4.5} = 1.14 \quad K_g = 1.14 \text{ (admissible)}$$

avec $\phi = 0.3$

e) Stabilité contre le renversement

$$K_r = \frac{\sum \text{moments retenants}}{\sum \text{moments renversants}}$$

$$\sum \text{moments retenants} = G \times n$$

$$\sum \text{moments renversants} = P \times m + \omega_{\phi} \cdot e$$

n : bras de levier du poids G de l'évacuateur par rapport au pt (O)
(voir schéma de l'évacuateur de crue)

$$n = \frac{2}{3} b = \frac{2}{3} \times 6 = 4$$

$$n = 4 \text{ m}$$

$$m = \frac{1}{3} h = \frac{1}{3} \times 3 = 1$$

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

$$e = n = 4 \quad e = 4 \text{ m}$$

$$K_r = \frac{21.6 \times 4}{(4.5 \times 1) + (4.5 \times 4)} = 3.84$$

$$K_r = 3.84 \text{ (admissible)}$$

f) Stabilité contre le soulèvement

$$K_s = \frac{G + P_1}{\omega_{\phi}}$$

\bar{m} P_1 : poids de l'eau sur la console à la base du déversoir

$$P_1 = b_1 \cdot \gamma_{\text{eau}} \cdot h$$

$$b_1 = (1 \div 1.25) \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{eau}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$h = 3 \text{ m}$$

$$P_1 = 1.25 \times 1 \times 3 = 3.75 \text{ m}$$

$$K_s = \frac{21.6 + 3.75}{4.5} = 5.63$$

Conclusion : l'ouvrage est stable à tous les niveaux

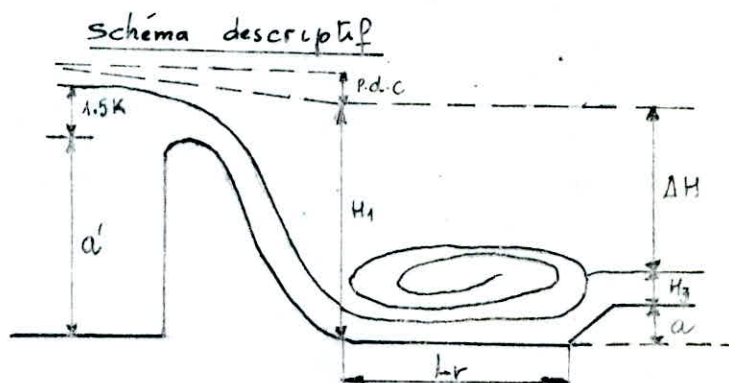
c) bassin d'amortissement

- But : son rôle est de diminuer l'effet de l'énergie cinétique de l'eau qui chute de l'évacuateur. Il a aussi pour rôle d'éliminer les risques d'affouillement

- Hypothèses : $Q_{max} = 67.86 \text{ m}^3/\text{s}$ $B = 30 \text{ m}$ $a = 0.5$ $E = 10^3 \text{ m}$
 le débit spécifique $q = \frac{Q_{max}}{B} = \frac{67.86}{30} = 2.26 \text{ m}^2/\text{s}$
 $q = 2.26 \text{ m}^2/\text{s}$

la charge critique au dessus du seuil du déversoir, $K = 0.807 \text{ m}$ (déjà calculé)

- Méthode de calcul du bassin d'amortissement
 En suivant le concept de la théorie de la longueur fluidodynamique de G. LAPEYRE, on énonce la méthode suivante :



Si après le schéma, on a :

$$H_1 = a' + 1.5K - p.d.c \quad (1)$$

$$\text{et } H_1 = a + H_3 + \Delta H \quad (2)$$

Les p.d.c étant négligeables, l'équation (1) devient :

$$H_1 = a' + 1.5K \quad (1')$$

$$\text{Si } H_3 = 1.5K \quad (2) \text{ devient}$$

$$H_1 = a + 1.5K + \Delta H \quad (2')$$

en éliminant (H_1) entre (1') et (2') - on a :

$$\Delta H = a' - a = 3 - 0.5 = 2.5 \text{ m}$$

$$\Delta H = 2.5 \text{ m}$$

En utilisant le paramètre adimensionnelle $H_r = \frac{\Delta H}{K} = \frac{2.5}{0.81} = 3.10$
 l'abaque 18a nous donne :

$$h_r^+ = 0.404 \rightarrow h_r = h_r^+ \times K = 0.404 \times 0.807 = 0.326 \quad h_r = 0.326 \text{ m}$$

$$h_r^+ = 1.88 \rightarrow h_r = h_r^+ \times K = 1.88 \times 0.807 = 1.518 \quad h_r = 1.518 \text{ m}$$

$$L_r^+ = 10.75 \rightarrow L_r = L_r^+ \times K = 10.75 \times 0.807 = 8.675 \quad L_r = 8.675$$

Les dimensions adoptées pour le bassin d'amortissement, de forme rectangulaire sont $(9 \times 30) \text{ m}$ et une hauteur de 2.0 m .

4.3 CANAL DE FUITE

a) Rôle : Il a pour rôle de conduire vers l'aval en aval les débits arrivant au niveau du bassin d'amortissement le canal aura une forme trapézoïdale, linéairement convergent en une longueur finale de 10 m . Sa pente a pour valeur $J_u = 0.084$

b) Etude de l'écoulement dans le canal

l'écoulement se passant dans le canal et, graduellement varié. Les différents paramètres sont variables en fonction du temps. Le profil en long d'un tel écoulement présente l'aspect d'une courbe dite "courbe de remous".

Ce mouvement d'écoulement est exprimé par l'équation différentielle suivante :

$$dL = \frac{1 - Q^2 e / g A^3}{J_0 - J} dh \quad (1)$$

avec dL : distance entre deux sections consécutives en cm,

Q : débit véhiculé (m^3/s)

e : largeur du plan d'eau

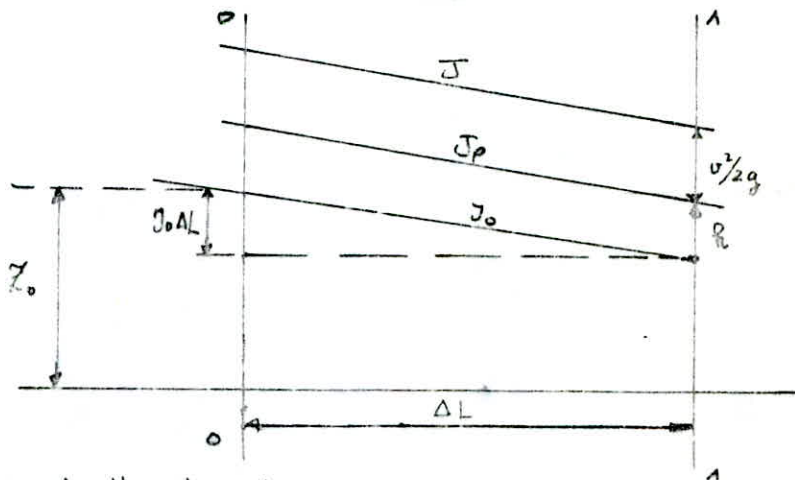
g : accélération de la pesanteur (m/s^2)

A : section mouillée (m^2)

J_0 : pente géométrique du canal

J : gradient de pente de charge

dh : différence de profondeurs d'eau dans les deux sections (m)



c) Profil en long de l'écoulement

En intégrant l'équation (1), on obtient l'expression de la courbe de remous.

- Détermination de la hauteur réelle de la lame d'eau à l'amont du canal

G. LAFAY a conçu un programme de calcul adapté à la calculatrice TI 59 pour ce genre d'écoulement.

D'après la théorie de la longueur fluïdynamique, on peut déterminer la hauteur de la lame d'eau à l'amont du canal

$$\left. \begin{aligned} q/\sqrt{g} &= \frac{2.26}{\sqrt{0.084}} = 7.79 \\ E &= 10^{-3} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{abaque } 8a \Rightarrow \Lambda = 0.42$$

$$h_0 = \Lambda^{1.606} = (0.42)^{1.606} = 0.25 \quad h_0 = 0.25 \text{ m}$$

En fait cette méthode est similaire à celle qui consiste à calculer h_0

En plus de cela, il faut déterminer la hauteur h_{00} correspondant au mouvement uniforme. Le calcul se fait par la méthode des itérations successives en utilisant la formule de CHEZY

• formule de CHEZY

$$Q = WC \sqrt{RI} \quad \text{avec} \quad C = \frac{1}{n} R^{1/6} \quad (\text{formule de Manning})$$

$$R = \frac{W}{\mathcal{L}} \quad R: \text{rayon hydraulique}$$

avec $W = b + h_{uo}$ (section du plan d'eau)

$\mathcal{L} = b + 2h_{uo}$: périmètre mouillé

$n = 0.014$ (coefficient qui dépend de la nature du Canal; donné par Manning)

- valeurs initiales à introduire pour avoir les résultats du programme adapté à la TI 59

$Q = 0.000001$	STO 00	$Q = 67.805$	STO 01	$\epsilon = 0.001$	STO 02
$h_0 = 0$	STO 05	$h_1 = 30$	STO 18	$K = 0.809$	STO 27
$J_u = 0.084$	STO 03	$R_0 = 0.26$	STO 08	$L_n = 100$	STO 20
$h_{uo} = 0.6$	STO 37	$\mathcal{L} = 10^{-6}$	STO 05	$b_n = 10$	STO 16
$\Delta L = 5$	STO 15	$\Delta H = 0.0001$	STO 17	$0.001 \mathcal{L} \Rightarrow K$	

- Exécution :

Appuyer sur A	→	$h_2 = R_1 + \frac{\Delta L}{2}$	RCL 09	→	$\mathcal{L} = 2\sqrt{1 + \mathcal{L}^2} = 2$		
Appuyer sur B	→	h_0	RCL 08	→	h_0		
	RCL 04	→	b_1	RCL 19	→	TR → turbulent rugueux	
Appuyer sur C	→	K_1	←	27	REL 29	→	ϵ/D_h
Appuyer sur D	→	h_u	←	37			

CALCUL DU RENOUS

- profil en long à pente géométrique prononcée ($h_{ui} < k$)
- renous ascendant de type P_3 ($h_i < h_{ui} < k$)
- turbulent rugueux, torrentiel, subnormal

L_i	h_i	b_i	k_i	h_{ui}
0.628	0.260	29.970	0.806	0.251
1.640	0.261	29.776	0.809	0.252
2.001	0.261	29.708	0.811	0.252
2.767	0.261	29.546	0.813	0.253
3.606	0.261	29.408	0.816	0.254
4.062	0.261	29.324	0.818	0.255
4.548	0.261	29.236	0.819	0.255
5.642	0.261	29.043	0.823	0.256
7.000	0.262	28.877	0.827	0.257
7.859	0.262	28.686	0.830	0.258
10.554	0.262	28.369	0.836	0.260
12.302	0.262	27.714	0.849	0.264
13.262	0.262	27.444	0.855	0.265
15.236	0.262	27.010	0.864	0.268
16.244	0.263	26.800	0.868	0.269
16.698	0.263	26.706	0.870	0.270
17.535	0.263	26.534	0.874	0.271
18.299	0.263	26.378	0.877	0.272
19.006	0.263	26.234	0.881	0.273

Suite (calcul remous)

Li	hi	bi	ki	hui
19.343	0.2634	26.165	0.882	0.273
19.989	0.2636	26.034	0.885	0.274
20.897	0.2639	25.850	0.889	0.276
21.186	0.2640	25.792	0.891	0.276
21.470	0.2641	25.735	0.892	0.275
22.018	0.2643	25.623	0.895	0.277
22.286	0.2644	25.569	0.896	0.277
22.808	0.2646	25.464	0.898	0.278
26.072	0.2660	24.807	0.914	0.283
29.075	0.2675	24.204	0.929	0.287
34.212	0.2705	23.173	0.957	0.295
38.230	0.2732	22.367	0.979	0.302
43.025	0.2768	21.408	1.002	0.310
60.004	0.2926	18.008	1.132	0.347
72.064	0.3066	15.595	1.245	0.380
74.105	0.3092	15.187	1.268	0.387
90.264	0.3316	11.953	1.473	0.449
94.026	0.3369	11.200	1.522	0.464
96.067	0.3397	10.792	1.549	0.472
100.070	0.3450	9.991	1.595	0.486

d) problèmes constructifs

- le canal de décharge sera conçu en béton armé, la hauteur de ses talus est de 2m. la vitesse dans la section finale aura pour valeur :

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{67.86}{42 \times 0.4} = 14.138 \text{ m/s}$$

$$V = 14.138 \text{ m/s}$$

Il faut prévoir un tronçon en feu de canal fait en enrochement sur une longueur de 20m au minimum, pour éviter tout risque d'affoulement

4.4 VIDANGE DE FOND ET PRISE D'EAU

Pour des raisons pratiques et économiques, on assimilera l'ouvrage de vidange à celui de prise d'eau de vidange de fond à pour fonctions :

- abaisser le niveau de la retenue pour pouvoir entretenir le système digue-ouvrages annexes
- permettre les chasses d'eau pour épurer le fond de la retenue
- permettre le remplacement de la prise d'eau en cas de défaillance de celle-ci
- permettre de suppléer à l'évacuateur de crue en évacuateur auxiliaire

V PRISE D'EAU

a) But : les ouvrages de prise d'eau ont pour but de rationaliser le débit provenant de la retenue et qui servirait à l'irrigation en éliminant les matières solides charriées par le cours d'eau. Pour cela, on place une grille à l'entrée de la prise

b) Détermination du débit de prise : D'après les données ou normes relatives à l'irrigation pour le mois qui nécessite le plus grand débit d'irrigation est le mois de juillet. la valeur qui a été retenue pour le volume de prise est de 27%.

$$V_u = 724.28 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$V_p = \frac{724.28 \cdot 10^3 \times 27}{100} = 0.195 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

avec $Q_p = \frac{V_p}{T}$ où Q_p : débit de prise
 V_p : volume de prise
 T : période d'irrigation

$$Q_p = \frac{0.195 \cdot 10^6}{31.8 \cdot 2600} = 0.22 \text{ m}^3/\text{s}$$

• $Q_p = 0.22 \text{ m}^3/\text{s}$

On admet un diamètre de la conduite de prise $\phi = 400 \text{ mm}$

Vérification de la vitesse.

$$S = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{3.14 \times (0.4)^2}{4} = 0.1256 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q_p}{S} = \frac{0.22}{0.1256} = 1.75 \text{ m/s} \quad V = 1.75 \text{ m/s.}$$

La vitesse admissible étant comprise dans l'intervalle $[0.2 \div 3] \text{ m/s}$.

La vitesse d'écoulement dans la prise d'eau est admissible. Pour le réglage de la vanne, on adopte un dispositif manuel auquel on accède par une échelle disposée dans la tour. Pour des raisons de sécurité et d'adaptation, la conduite sera en acier avec une application de peinture sur la surface extérieure pour éliminer les risques de corrosion.

VI / COÛT du PROJET

Les calculs approchés de conception de la digue sont donnés par le tableau suivant :

Designation	Quantité (cms)	Prix unitaire (DA/m ³)	Montant 10 ⁶ DA
Décapage argile	2640	80	0.211
remblai argile	102479	130	13.322
Enrochement	13144	160	2.103
couch végétale	3359	120	0.403
Prix moyen	6214	150	0.932

total digue = 16.971 . 10⁶ DA

Galerie de vidange Bassin d'amortissement	1461	1500	2.191
Cour, canaux amont et aval Remblai canal en aval	250	100	0.025

total Galerie de vidange, Cour, Bassin etc. = 2.216 . 10⁶ DA

Évacuateur de crue	378	1500	0.567
Bassin d'amortissement	75	1500	0.112
Canal de décharge	967	1500	1.450

total évacuateur, bassin, canal = 2.129

Coût total = 21.316.000 centimes

VII / CONCLUSION

• Ce qu'on constate à propos de ce projet, c'est que la partie hydrologie est très fournie en données. En outre il y a une grande analogie entre les mesures enregistrées lors des observations dans les stations et les modèles empiriques.

Le site du barrage présente une géologie très avantageuse pour la conception de ce dernier vu que la matière argileuse est suffisamment disponible.

• Pour avoir mené à terme l'étude de ce projet on s'est servi de modèles classiques dans les différentes étapes de recherche. Le projet a pour but de satisfaire les besoins d'irrigation de la région.

Vue le coût et les services rendus ultérieurement par une réalisation de ce genre, le pays bénéficierait grandement au point de vue économique. L'ouvrage est techniquement faisable vu l'en-semble favorable des paramètres nécessaires à la conception.

Bibliographie

- G. Demenieras - hydrologie de l'ingénieur
- G. Sincibelli - hydraulique souterraine
- G. Lapray - théorie de la longueur
- fluïdo-dynamique
- E. Belokonev - barrages en matériaux
locaux
- G. Mallet - J. Paquant - barrage en terre
- M. Barlier - hydraulique générale
et appliquée



الجامعة الوطنية بـالجزائر
الكلية الوطنية للهندسة
الهندسة المدنية والبيئية

الجامعة الوطنية بـالجزائر
الكلية الوطنية للهندسة
الهندسة المدنية والبيئية

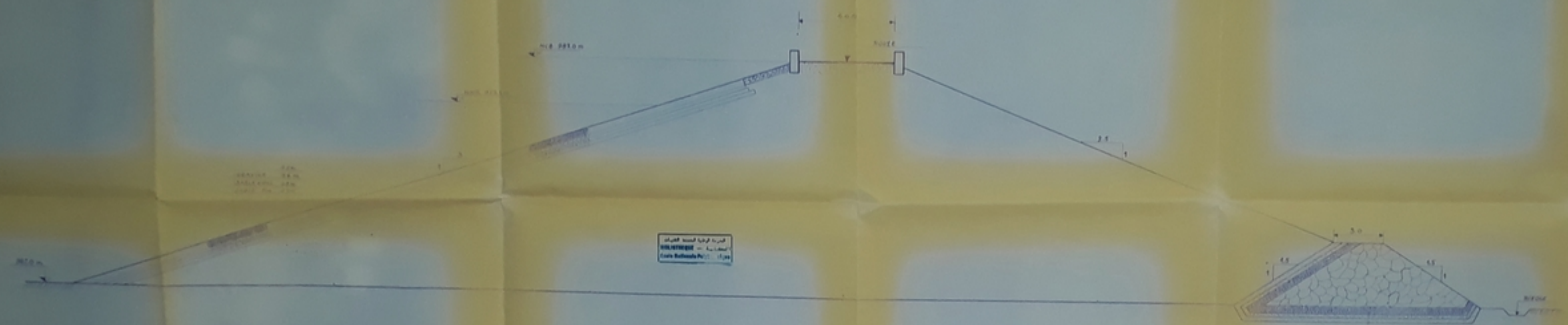
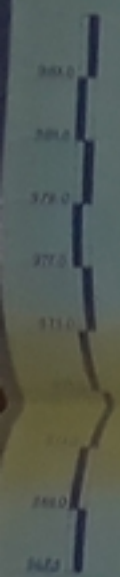
- ① exutoire de crue
- ② canal de décharge
- ③ canal
- ④ voie d'accès
- ⑤ teuf de prise
- ⑥ canal d'amont
- ⑦ bassin d'amorçement
- ⑧ galerie de vidange

الجامعة الوطنية بـالجزائر
الكلية الوطنية للهندسة
الهندسة المدنية والبيئية

plan n° 4

Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

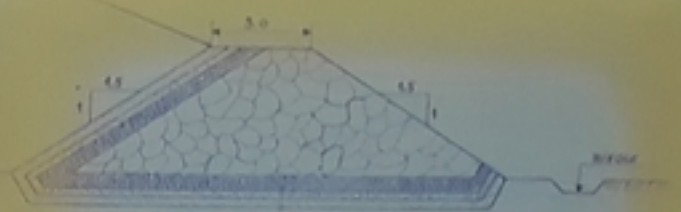
étude de faisabilité d'une retenue sur l'oued lechbaoui
plan d'ensemble des ouvrages éch: 1/1000
dessiné par M^{me} GUENNAZ D. PLANCHON
révisé par M^{me} ZERKA



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 جامعة سطيف 2 - سطيف

الارتفاع: 14 م
 العرض: 3.00 م
 الطول: 100 م

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 جامعة سطيف 2 - سطيف



الارتفاع: 0.40 م
 العرض: 0.20 م
 الطول: 0.20 م

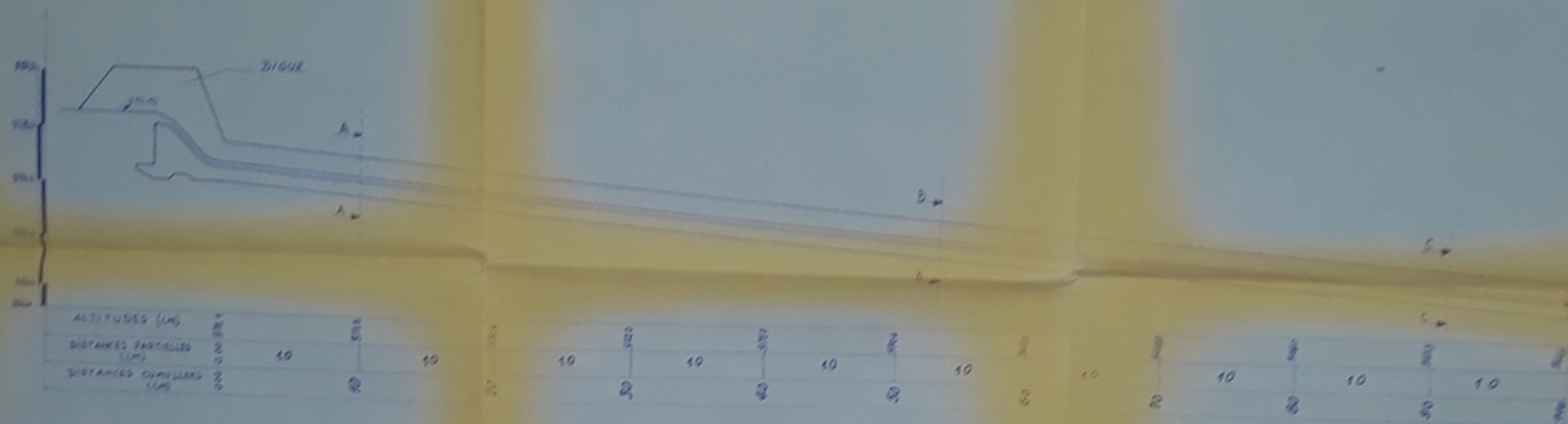
الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
 وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
 جامعة سطيف 2 - سطيف

États Nationaux Polytechniques

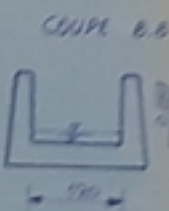
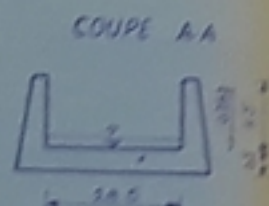
Étude de stabilité de barrage Lechbaou

Cours verticale de la digue		éch. 1/200
longeur	contrôle par	Planche n° 2
N° 08/0001	N° 001	

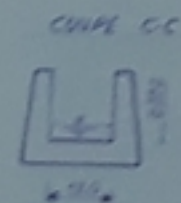
COUPE LONGITUDINALE DE L'EVACUATEUR DE CRUE



Echelle
1/1000



الجامعة الوطنية
الطريق رقم 3536
الجزائر



الجامعة الوطنية
الطريق رقم 3536
الجزائر

PH=3536
3

Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

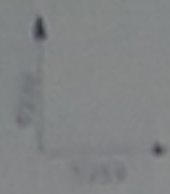
étude de faisabilité d'une retenue sur l'oued lechbour

coupe longitudinale de l'évacuateur de crue ech. 1/200

dessiné par M^{re} GUEMMAZ D

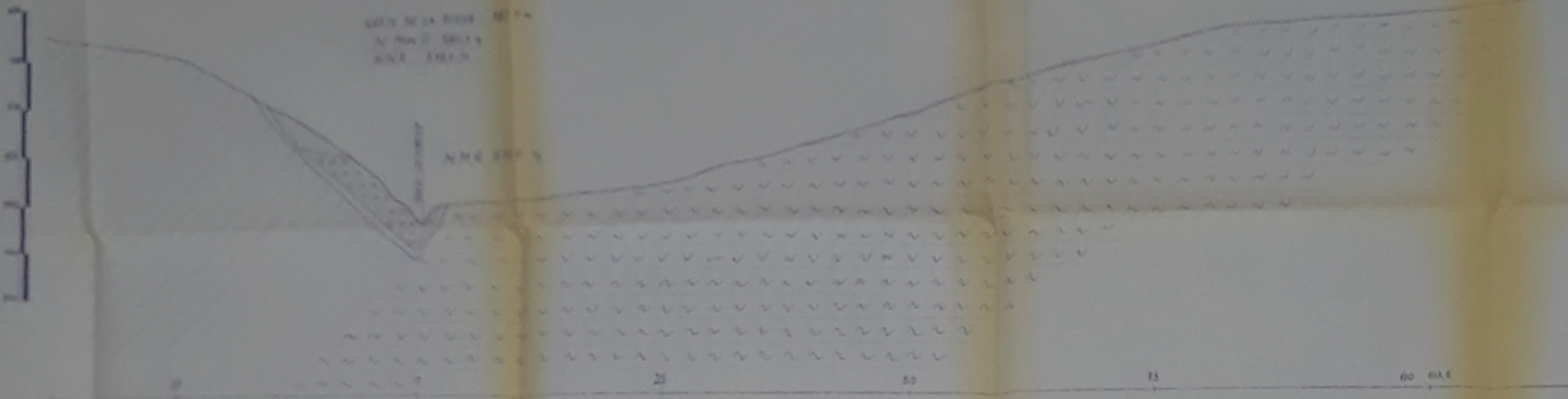
planche N° 3

contrôlé par M^{re} ZERFA



WATER TABLE
N. 100° E. 100 FT
W. 100 FT

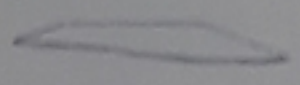
N. 100° E. 100 FT



LEGENDE

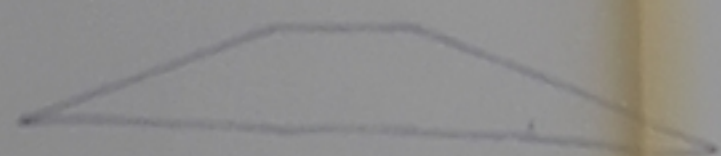
- MARNES ET CALCAIRES STRATIFIES
- MARNES ARGILLEUSES STRATIFIEES
- ALLUVIONS DE SABLES, SILTS ET GRAVIERES
- SABLES AVEC PETITS BOURBONS

200
190
180
170
160
150
140



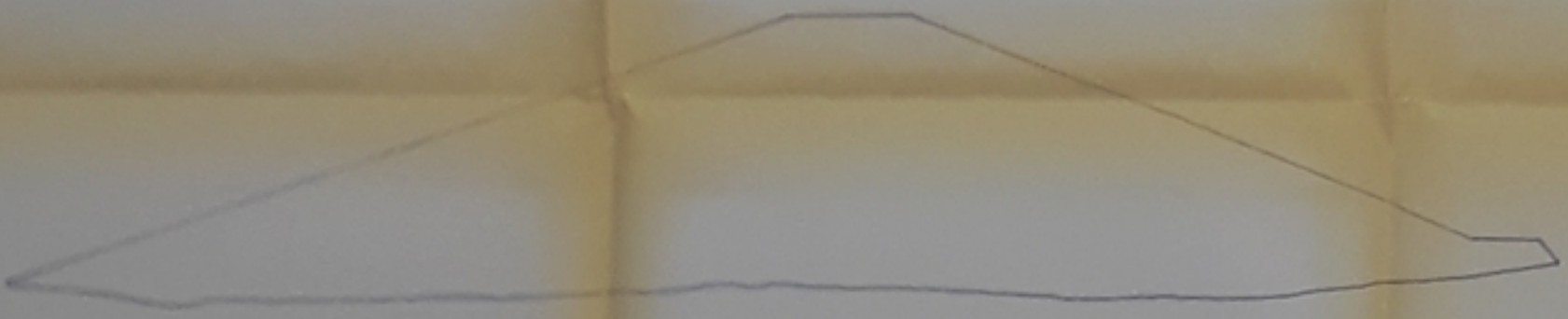
coupe 11

200
190
180
170
160
150
140



coupe 22

200
190
180
170
160
150
140



coupe 33

200
190
180
170
160
150
140



coupe 44

200
190
180
170
160
150
140



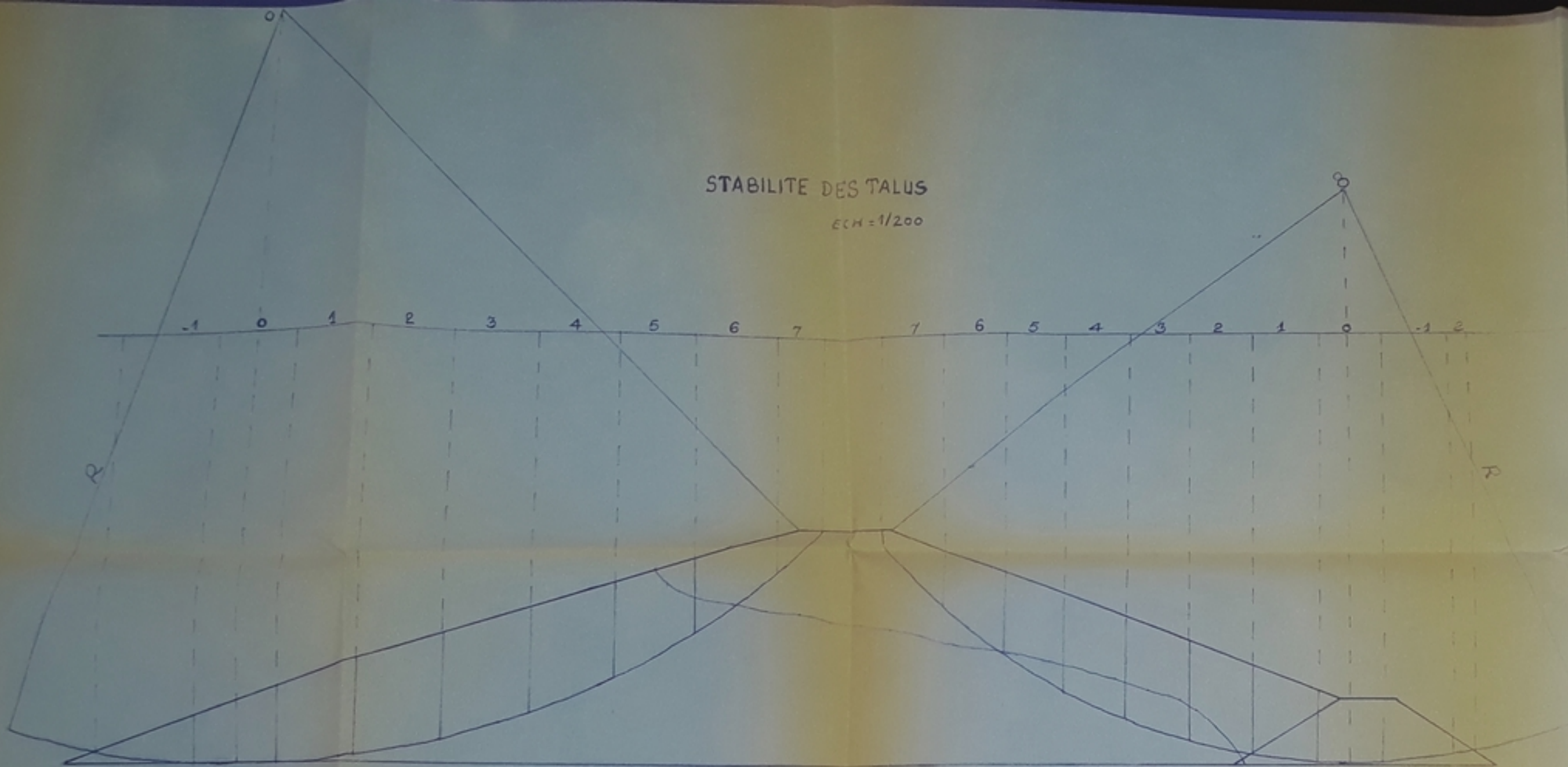
coupe 55

Stamp: Ecole Nationale Polytechnique d'Alger

01-3186
-2-

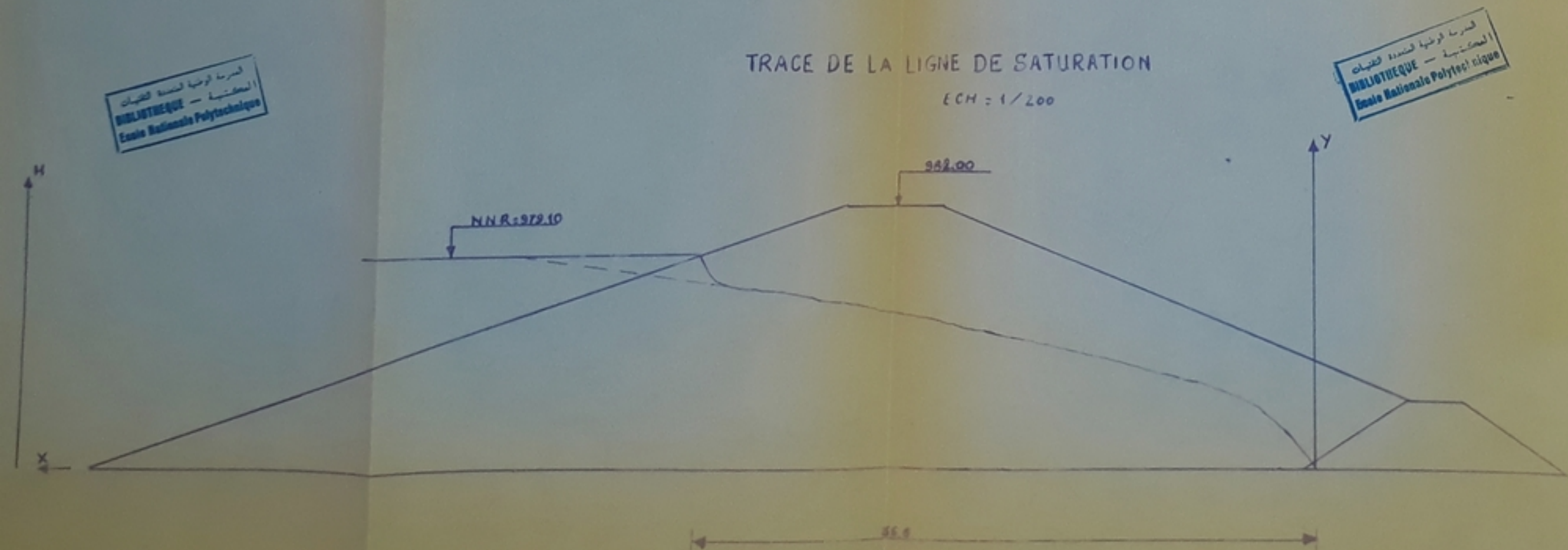
STABILITE DES TALUS

ECH = 1/200



TRACE DE LA LIGNE DE SATURATION

ECH = 1/200



المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

المركز الوطني للتقنيات
BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PH 03586

-5-

Ecole nationale Polytechnique

Etude de faisabilité du barrage Lechbour

Ligne de saturation et stabilité

dessiné par	contrôlé par	Planche n° 5
M ^{me} Ghemmat D.	M ^{me} Zerfa	

